

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL



TESIS

**“EVALUACIÓN HIDROLÓGICA E HIDRÁULICA DE OBRAS
DE DEFENSAS RIBEREÑAS EN RÍOS DE MONTAÑA”**

PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

ELABORADO POR

DANNY MAX HUAMÁN GUERRERO

ASESOR

Dr. JULIO MARTIN KUROIWA ZEVALLOS

LIMA- PERÚ

2021

© 2021, Universidad Nacional de Ingeniería. Todos los derechos reservados

**“El autor autoriza a la UNI a reproducir de la Tesis en su totalidad o en parte,
con fines estrictamente académicos.”**

Huamán Guerrero, Danny Max

dmhuamang@uni.pe

983997623

DEDICATORIA

Este trabajo está dedicado a:

A Dios, por el obsequio de la vida
y grandes oportunidades.

A mis amados padres Perpetua y Máximo,
por su infinito amor, incansable labor y
por ser el cimiento de mis fortalezas.

A mis queridas hermanas Katherine y Milagros,
por las grandiosas experiencias,
por una maravillosa vida compartida
y sostenida en las bondades de la armonía.

A Brina, tu llegada representa nuestra paz
y tu sonrisa es el mayor símbolo de nuestra felicidad,
has llenado nuestros corazones de esperanza.

AGRADECIMIENTOS

Al Dr. Julio Martín Kuroiwa Zevallos, por ser más que un asesor en el desarrollo del presente trabajo de investigación, una extraordinaria fuente de sabiduría que ha guiado y motivado mi avance, pero sobre todo en mi formación, convirtiéndose en mi Mentor en el emocionante y largo camino de la Ingeniería Hidráulica.

A los docentes de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de Ingeniería, por las enseñanzas y palabras motivadoras en las aulas, por ilustrar caminos y dejar ver que no existen los límites si los afrontamos con conocimiento, valores y virtudes.

A mis queridos y siempre presentes tíos Otto y Piedad, a mis primos Otto, Christian, Miguel y Ángela, por acogerme cariñosamente, brindándome el afecto que siempre ha servido de ejemplo para la búsqueda de días colmados de serenidad y principalmente por enseñarme que las más grandes fuerzas del hombre se sustentan en la unidad.

RESUMEN

El presente documento resume una investigación enfocada al estudio general de diferentes metodologías de diseño de sistemas de control de erosión, considerando las condiciones locales e identificando las características relevantes del estado actual de las diferentes defensas ribereñas. Estas fueron registradas a través de la evaluación en campo de las zonas estudiadas, plasmando dichas consideraciones en las secuencias de cálculo, con el objetivo de realizar un apropiado diseño, que se ajuste a las solicitaciones a las que será sometida la estructura y que el presupuesto para la ejecución no se vea afectado significativamente debido a sobrestimaciones del diseño.

Las metodologías se aplicaron siguiendo un esquema secuencial para el diseño de los sistemas de control de erosión. Para la evaluación hidrológica se realizó un minucioso estudio de la precipitación máxima en 24 horas. El estudio de estimación de caudales, mediante relaciones precipitación - escorrentía permitió identificar las fórmulas para el tiempo de concentración que más se ajustan a las subcuencas de análisis, revelando que las fórmulas que generan caudales de diseño menos conservadores, se ajustan mejor a las zonas estudiadas. Para la evaluación hidráulica se emplearon modelos digitales de terreno de cauce natural y alterado, debido a las modificaciones en la geometría del cauce, generadas por las obras de protección. Se demostró la necesidad de incluir en el análisis los modelos con modificaciones, debido a que los parámetros hidráulicos como el tirante, velocidad y Número de Froude, registran considerables variaciones con respecto a la topografía original del río, lo cual obliga a modificar el esquema de los diferentes diseños de las defensas ribereñas. Resalta en la evaluación de los diseños de control de erosión, la posibilidad de optimizar el diseño de gaviones, incluyendo un parámetro de rotación al sistema, los cual mejora la estabilidad y permite usar menor cantidad de recursos.

La evaluación en campo mostró resultados determinantes en relación a la eficacia de los sistemas de control de erosión. Se verificó la estabilidad de las defensas ribereñas en relación a las condiciones locales y a los efectos de las avenidas máximas de años secos y húmedos. Se comprobó que, durante los años de funcionamiento, las obras de protección no sufrieron daños que pudieran poner en riesgo su estabilidad. Estas obras han respondido adecuadamente a la acción de las máximas avenidas anuales ocurridas durante el periodo de funcionamiento

de las estructuras. Al evaluar los diseños, se identificaron las causas de su comportamiento satisfactorio, mostrando las principales consideraciones de diseño para un adecuado estudio de hidrología e hidráulica.

ABSTRACT

This document summarizes a research project focused on the general study of different design methodologies for erosion control systems, taking into consideration local conditions and identifying relevant characteristics of the current state of the different protection works. These data was gathered through field evaluation of the areas of interest, and were taken into account in the sequence of calculations. The main objective was to deliver an adequate design, that allows the structure to withstand design loads that the budget is not significantly affected due to design overestimations.

Methodologies for the design of erosion control works were conducted in a logical sequence. For the hydrological evaluation, a meticulous study of the maximum precipitation in 24 hours was carried out. The study of flow estimation, using precipitation-runoff relations, allowed the identification of time of concentration formulae that best fit the time of concentration of sub-basins, revealing that less conservative formulae adjust better to the sub-basins that were included in this research project.

For the hydraulic evaluation, digital terrain models with natural and altered channels were used, due to the modifications in the geometry of the channel, generated by the protection works. The need to include the models with modifications was demonstrated, since the parameters such as the hydraulic depth, velocity and the Froude number, register considerable variations with respect to the results obtained using the original terrain, which forces to modify the designs of the protection works.

In the evaluation of the erosion control designs, the possibility of optimizing the design of gabions is highlighted, including a parameter of rotation of the system, which improves stability and allows less resources to be used.

The on-site evaluation showed decisive results in relation to the effectiveness of the erosion control works. The stability of the protection works was verified in relation to local conditions and to the effects of the maximum flood of dry and wet years. It was found that, during the years of operation, the protection works did not suffer significant damage that could compromise the structures' stability. These works have performed adequately, withstanding maximum annual floods in the periods that were analyzed. When evaluating the designs of the structures that

were analyzed, the causes of their satisfactory performance were identified, showing the main design considerations for an adequate study of hydrology and hydraulics.

PRÓLOGO

Me es grato presentar la tesis del Sr. Bachiller Danny Max Huamán Guerrero, el cual ha desarrollado un trabajo de investigación para verificar si los métodos de modelación hidrológica e hidráulica, así como los criterios de diseño de obras de control de erosión son adecuadamente aplicados en obras proyectadas en ríos de montaña.

El colapso de un puente en una zona montañosa, particularmente en la zona donde se llevó a cabo esta investigación, interrumpe la comunicación por un periodo prolongado, lo cual trae como consecuencia pérdidas económicas de importancia y podría, además, poner el peligro a los usuarios de las vías. Por lo tanto, el principal objetivo de esta investigación es verificar la idoneidad de los criterios empleados en el diseño de obras de encauzamiento en ríos de montaña. Se ha estudiado los cálculos hidrológicos y modelación hidráulica, así como los criterios de selección de los tipos de defensas ribereña. Finalmente, se ha verificado la estabilidad de las defensas ribereñas ante las solicitaciones a las que puede estar sometida para la condición de diseño.

Además de la evaluación hidrológica, en la que hubo que hacer uso de indicadores (i.e. precipitaciones ocurridas en el periodo de evaluación del funcionamiento), Danny evaluó el diseño de las obras de encauzamiento y control de erosión en cinco puentes que permiten el paso de flujos en subcuencas del río Pampas. Se revisó, además, los expedientes del diseño definitivo y se inspeccionó las obras después que fueron construidas y entregadas a la entidad responsable. La mayoría de las obras tenía una antigüedad de al menos cuatro años, por lo que las obras han sido sometidas a temporadas de lluvia y a años relativamente secos y lluviosos. Se identificaron marcas de agua para estimar caudales máximos en los periodos de funcionamiento, lo que se usó para comparar con los caudales estimados en el estudio hidrológico. Se elaboraron fichas en las que se describía tanto la obra de cruce como las defensas ribereñas, así como el estado de las mismas. En la mayoría de casos, las estructuras empleadas se han comportado de manera adecuada, tomando en cuenta las condiciones geográficas y el material de transporte del río.

Las inspecciones a los tramos estudiados fueron realizadas por el mismo autor de la tesis en base a un esfuerzo personal.

Se espera que este trabajo sirva para contribuir a los criterios de cálculos hidrológicos, así como a las consideraciones de diseño de obras de control de erosión en zonas andinas, particularmente en tramos de fuerte pendiente donde el transporte de sedimentos es alto.

Dr. Julio M. Kuroiwa Zevallos

Asesor de tesis

“EVALUACIÓN HIDROLÓGICA E HIDRÁULICA EN OBRAS DE DEFENSAS
 RIBEREÑAS EN RÍOS DE MONTAÑA”

ÍNDICE

RESUMEN	i
ABSTRACT	iii
PRÓLOGO	v
LISTA DE CUADROS.....	x
LISTA DE FIGURAS.....	xiii
LISTA DE SÍMBOLOS Y SIGLAS.....	xxi
CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN.....	1
1.1. INTRODUCCIÓN.....	1
1.2. ANTECEDENTES Y JUSTIFICACIÓN	2
1.3. PROBLEMÁTICA	4
1.4. OBJETIVOS	5
1.5. ORGANIZACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN	5
CAPÍTULO II: FUNDAMENTO TEÓRICO	8
2.1. DISTRIBUCIONES DE PROBABILIDAD	8
2.2. PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE	9
2.1.1. Prueba de Bondad de Ajuste Chi Cuadrado: X^2	9
2.1.2. Prueba de Bondad de Ajuste Kolmogorov - Smirnov	10
2.3. PARÁMETROS FÍSICOS DE UNA CUENCA	11
2.3.1. Área de la cuenca (A).....	11
2.3.2. Perímetro de la cuenca (P):.....	11
2.3.3. Índice de Compacidad o Índice de Gravelius (K_C).....	12
2.3.4. Factor de Forma (F_f).....	12
2.3.5. Pendiente media de la cuenca (S_C)	13
2.3.6. Pendiente media del cauce principal (S_m).....	13
2.4. DETERMINACIÓN DE LA TORMENTA DE DISEÑO	14
2.4.1. Tiempo de Concentración (t_c)	14
2.4.2. Curva Intensidad – Duración – Frecuencia (Curva IDF).....	17
2.5. ESTIMACIÓN DE CAUDALES	20
2.5.1. Método Hidrograma Unitario Sintético de Snyder	20
2.5.2. Método Hidrograma Unitario Adimensional del SCS.....	22
2.6. SOCAVACIÓN.....	24
2.6.1. Socavación General	24
CAPÍTULO III: MATERIALES Y MÉTODOS DE CONTROL.....	27
3.1. ENROCADO DE PROTECCIÓN	27
3.1.1. Método de la Asociación Americana de Ingenieros Civiles (American Society of Civil Engineers - ASCE)	28
3.1.2. Método del Departamento de Recuperación de Tierras de los Estados Unidos (United States Bureau of Reclamation - USBR)	29

3.1.3.	Método de la Administración Federal de Carreteras de los Estados Unidos (Federal Highway Administration - FHWA).....	29
3.1.4.	Método del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos (United States Army Corps of Engineers - USACE)	30
3.1.5.	Método de Diseño del Factor de Estabilidad.....	31
3.1.6.	Método de Estabilidad de Momentos.....	32
3.2.	GAVIONES.....	34
3.3.	MUROS DE CONTENCIÓN Y ENCAUZAMIENTO.....	39
CAPÍTULO IV: DIAGNÓSTICO DE LOS SISTEMAS EXISTENTES.....		45
4.1.	PUENTE POCHCCOTA Y MUROS DE ENCAUZAMIENTO	47
4.2.	PUENTE CHUMBAO Y MUROS DE ENCAUZAMIENTO	52
4.3.	DEFENSAS RIBEREÑAS DEL RÍO CHUMBAO, GAVIONES Y ENROCADOS.....	56
4.4.	PUENTE COMUNCHACA Y GAVIONES	59
4.5.	PUENTE PAMPAS Y ENROCADOS DE PROTECCIÓN.....	63
4.6.	PUENTE CALLEBAMBA Y GAVIONES.....	67
CAPÍTULO V: ANÁLISIS Y RESULTADOS		70
5.1.	DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA CUENCA DEL RÍO PAMPAS.....	70
5.2.	ANÁLISIS DE LA PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 HORAS	73
5.2.1.	Cuenca del Río Pampas.....	73
5.2.2.	Subcuenca Chumbao, río Chumbao, puente Pochccota.....	77
5.2.3.	Subcuenca Chumbao, río Chumbao, puente Chumbao.....	79
5.2.4.	Subcuenca Chincheros, río Comunchaca, puente Comunchaca ..	81
5.2.5.	Subcuenca Pampas, río Pampas, puente Pampas.....	84
5.2.6.	Subcuenca Chincheros, río Chincheros, puente Callebamba	87
5.3.	ESTUDIO HIDROLÓGICO	89
5.3.1.	Cuenca del Río Pampas.....	90
5.3.2.	Subcuenca Chumbao, río Chumbao, puente Pochccota.....	95
5.3.3.	Subcuenca Chumbao, río Chumbao, puente Chumbao.....	100
5.3.4.	Subcuenca Chincheros, río Comunchaca, puente Comunchaca	105
5.3.5.	Subcuenca Pampas, río Pampas, puente Pampas.....	109
5.3.6.	Subcuenca Chincheros, río Chincheros, puente Callebamba	114
5.4.	MODELAMIENTO HIDRÁULICO.....	120
5.4.1.	Puente Pochccota y muros de encauzamiento, MDT A	122
5.4.2.	Puente Pochccota y muros de encauzamiento, MDT B	124
5.4.3.	Puente Chumbao y muros de encauzamiento, MDT C	128
5.4.4.	Puente Chumbao y muros de encauzamiento, MDT D	130
5.4.5.	Defensa ribereña de enrocados y gaviones, MDT E	134
5.4.6.	Defensa ribereña de enrocados y gaviones, MDT F	136
5.4.7.	Puente Comunchaca y muros gaviones, MDT G	139
5.4.8.	Puente Comunchaca y muros gaviones, MDT H	141
5.4.9.	Puente Pampas y enrocado de protección, MDT I.....	145
5.4.10.	Puente Callebamba y muros gaviones, MDT J.....	147
5.4.11.	Puente Callebamba y muros gaviones, MDT K.....	149

5.4.12.	Puente Callebamba y muros gaviones, MDT L	153
5.5.	CÁLCULO DE LA SOCAVACIÓN GENERAL.....	157
5.5.1.	Puente Pochccota y muros de encauzamiento, MDT A	158
5.5.2.	Puente Pochccota y muros de encauzamiento, MDT B	159
5.5.3.	Puente Chumbao y muros de encauzamiento, MDT C	160
5.5.4.	Puente Chumbao y muros de encauzamiento, MDT D	161
5.5.5.	Defensa ribereña de enrocados y gaviones, MDT E	162
5.5.6.	Defensa ribereña de enrocados y gaviones, MDT F	163
5.5.7.	Puente Comunchaca y muros gaviones, MDT G	164
5.5.8.	Puente Comunchaca y muros gaviones, MDT H	165
5.5.9.	Puente Pampas y enrocado de protección, MDT I	166
5.5.10.	Puente Callebamba y muros gaviones, MDT J.....	167
5.5.11.	Puente Callebamba y muros gaviones, MDT K.....	168
5.5.12.	Puente Callebamba y muros gaviones, MDT L	169
5.6.	DISEÑO Y EVALUACIÓN DE SISTEMAS DE CONTROL DE EROSIÓN	
5.6.1.	Puente Pochccota y muros de encauzamiento	170
5.6.2.	Puente Chumbao y muros de encauzamiento	173
5.6.3.	Defensas ribereñas del río Chumbao, gaviones y enrocados	176
5.6.4.	Puente Comunchaca y gaviones	178
5.6.5.	Puentes Pampas y enrocados de protección.....	186
5.6.6.	Puente Callebamba y gaviones	188
CONCLUSIONES.....		193
RECOMENDACIONES		196
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS		197
ANEXO		200
Anexo 1. Fichas técnicas de evaluación de campo		200
Anexo 2. Caracterización de años secos y húmedos		214
Anexo 3. Presentación de planos de topografía de las zonas estudiadas		216

LISTA DE CUADROS

Cuadro	Título	Pág.
N° 1	Valores de Δt .	10
N° 2	Distribución de precipitaciones tipo I, Ia, II y III.	18
N° 3	Valores del coeficiente beta (β) de acuerdo al periodo de retorno.	25
N° 4	Valores de X para suelos cohesivos en función del peso específico del material del cauce (γ_s).	26
N° 5	Valores de X para suelos no cohesivos en función del diámetro medio del material del cauce (D_m).	26
N° 6	Valores del coeficiente de contracción (μ).	26
N° 7	Coficiente K_a de presión activa de tierra.	40
N° 8	Procedimiento para el cálculo de ΣM_R .	41
N° 9	Grupos geológicos presentes en la cuenca del río Pampas.	71
N° 10	Unidades CUM de la cuenca del río Pampas.	72
N° 11	Datos generales de las estaciones consideradas.	73
N° 12	Resultados Distribución de Probabilidad – Pp máx 24 h.	74
N° 13	Análisis de la precipitación para $T_R=100$ años. Pte. Pochccota.	78
N° 14	Análisis de la precipitación para $T_R =200$ años. Pte. Pochccota.	78
N° 15	Análisis de la precipitación para $T_R =500$ años. Pte. Pochccota.	79
N° 16	Análisis de la precipitación para $T_R=100$ años. Pte. Chumbao.	81
N° 17	Análisis de la precipitación para $T_R=500$ años. Pte. Chumbao.	81
N° 18	Análisis de la precip. para $T_R =100$ años. Pte. Comunchaca.	83
N° 19	Análisis de la precip. para $T_R =500$ años. Pte. Comunchaca.	83
N° 20	Análisis de la precipitación para $T_R =100$ años. Pte. Pampas.	85
N° 21	Análisis de la precipitación para $T_R =500$ años. Pte. Pampas.	86
N° 22	Análisis de la precipitación para $T_R =100$ años. Pte. Callebamba.	88
N° 23	Análisis de la precipitación para $T_R =500$ años. Pte. Callebamba.	88
N° 24	Características físicas de las subcuencas Pampas.	91
N° 25	Máximas avenidas subcuencas Pampas.	91
N° 26	Parámetros físicos de la cuenca del río Pampas.	91
N° 27	Principales parámetros físicos de la cuenca del río Pampas.	92
N° 28	Parámetros método Muskingum-Kunge, cuenca río Pampas.	93
N° 29	Resultados del modelo hidrológico, fórmula de California.	93
N° 30	Resultados del modelo hidrológico, fórmula de Kirpich.	93
N° 31	Resultados del modelo hidrológico, fórmula de Témez.	94
N° 32	Resultados modelo hidrológico, fórmula de Bransby-Williams.	94
N° 33	Parámetros físicos de las subcuencas del Chumbao.	97
N° 34	Tiempos de concentración calculados, subcuenca Chumbao.	98
N° 35	Parámetros método Muskingum-Kunge, subcuenca Chumbao.	98

N° 36	Caudales de diseño, subcuenca Chumbao, puente Pochccota.	99
N° 37	Periodo de retorno asociado al caudal de la marca de agua.	100
N° 38	Parámetros físicos de las subcuencas del río Chumbao.	102
N° 39	Tiempos de concentración calculados, subcuenca Chumbao.	103
N° 40	Parámetros método Muskingum-Kunge, subcuenca Chumbao.	103
N° 41	Caudales de diseño, subcuenca Chumbao, puente Chumbao.	104
N° 42	Periodo de retorno asociado al caudal de la marca de agua.	105
N° 43	Parámetros físicos de las subcuencas del río Chincheros.	107
N° 44	Tiempos de concentración calculados, subcuenca Chincheros.	107
N° 45	Parámetros mét. Muskingum-Kunge, subcuenca Chincheros.	107
N° 46	Caudales de diseño, subc. Chincheros, pte. Comunchaca.	108
N° 47	Periodo de retorno asociado al caudal de la marca de agua.	109
N° 48	Parámetros físicos de la cuenca del río Pampas.	111
N° 49	Resultados de los principales parámetros físicos de la cuenca del río Pampas.	111
N° 50	Parámetros método Muskingum-Kunge, Cuenca Río Pampas.	112
N° 51	Resultados del modelo hidrológico, fórmula de California, subcuenca Pampas.	112
N° 52	Resultados del modelo hidrológico, fórmula de Kirpich, subcuenca Pampas.	112
N° 53	Resultados del modelo hidrológico, fórmula de Témez, subcuenca Pampas.	113
N° 54	Resultados del modelo hidrológico, fórmula de Bransby-Williams, subcuenca Pampas.	113
N° 55	Periodo de retorno asociado al caudal de la marca de agua.	114
N° 56	Parámetros físicos de las subcuencas del río Chincheros.	116
N° 57	Tiempos de concentración calculados, subcuenca Chincheros.	116
N° 58	Parámetros mét. Muskingum-Kunge, subcuenca Chincheros.	117
N° 59	Caudales de diseño, subc. Chincheros, pte. Comunchaca.	118
N° 60	Periodo de retorno asociado al caudal de la marca de agua.	118
N° 61	MDT cauce natural y modificado correspondiente a cada estructura.	120
N° 62	Resumen de resultados para el cálculo de la socavación máxima en el puente Pochccota, MDT A.	158
N° 63	Resumen de resultados para el cálculo de la socavación máxima en el puente Pochccota, MDT B.	159
N° 64	Resumen de resultados para el cálculo de la socavación máxima en el puente Chumbao, MDT C.	160
N° 65	Resumen de resultados para el cálculo de la socavación máxima en el puente Chumbao, MDT D.	161
N° 66	Resumen de resultados para el cálculo de la socavación máxima del MDT E.	162
N° 67	Resumen de resultados para el cálculo de la socavación máxima del MDT F.	163

N° 68	Resumen de resultados para el cálculo de la socavación máxima en el puente Comunchaca, MDT G.	164
N° 69	Resumen de resultados para el cálculo de la socavación máxima en el puente Comunchaca, MDT H.	165
N° 70	Resumen de resultados para el cálculo de la socavación máxima en el puente Pampas, MDT I.	166
N° 71	Resumen de resultados para el cálculo de la socavación máxima en el puente Callebamba, MDT J.	167
N° 72	Resumen de resultados para el cálculo de la socavación máxima en el puente Callebamba, MDT K.	168
N° 73	Resumen de resultados para el cálculo de la socavación máxima en el puente Callebamba, MDT L.	169
N° 74	Resultados de la evaluación del diseño de estabilidad para muros de contención y encauzamiento de menor dimensión del río Chumbao, puente Pochccota.	171
N° 75	Resultados de la evaluación del diseño de estabilidad para muros de contención y encauzamiento de mayor dimensión del río Chumbao, puente Pochccota.	172
N° 76	Resultados de la evaluación del diseño de estabilidad para muros de contención y encauzamiento de menor dimensión del río Chumbao, puente Chumbao.	174
N° 77	Resultados de la evaluación del diseño de estabilidad para muros de contención y encauzamiento de mayor dimensión del río Chumbao, puente Chumbao.	174
N° 78	Resultados de la evaluación para el cálculo del diámetro de piedra estable, MDT E, río Chumbao.	176
N° 79	Resultados de la evaluación para el cálculo del diámetro de piedra estable, MDT F, río Chumbao.	177
N° 80	Resultados de la evaluación del diseño de estabilidad para muros gaviones, correspondiente al Gavión Tipo G-1 h=4.00 m y variantes, río Comunchaca, puente Comunchaca.	180
N° 81	Resultados de la evaluación del diseño de estabilidad para muros gaviones, correspondiente al Gavión Tipo G-2 h=5.00 m y variantes, río Comunchaca, puente Comunchaca.	183
N° 82	Resultados de la evaluación para el cálculo del diámetro de piedra estable, río Pampas, puente Pampas.	187
N° 83	Resultados de la evaluación del diseño de estabilidad para muros gaviones, correspondiente al Gavión Tipo G-3 h=2.00 m y variantes, río Chincheros, puente Callebamba.	189
N° 84	Caracterización años secos y húmedos, estación Curahuasi.	215

LISTA DE FIGURAS

Figura	Título	Pág.
N° 1	Esquema de una cuenca hidrográfica y su respectiva proyección en el plano horizontal.	11
N° 2	Relación área y perímetro del índice e compacidad.	12
N° 3	Relación área y perímetro de la pendiente media de la cuenca.	13
N° 4	Esquema general de una cuenca y principales parámetros físicos.	14
N° 5	Distribución de precipitaciones tipo I, IA, II y III.	18
N° 6	Curvas IDF para diversos periodos de retorno.	19
N° 7	Hidrograma unitario sintético de Snyder. a) Hidrograma unitario estándar ($t_p=5.5 \cdot t_r$). b) Hidrograma unitario requerido ($t_p \neq 5.5 \cdot t_r$).	21
N° 8	Hidrogramas unitarios sintéticos del Soil Conservation Service. (a) Hidrograma adimensional y (b) hidrograma unitario triangular.	23
N° 9	Profundidad de socavación general máxima.	24
N° 10	Esquema de fuerzas actuantes sobre el muro gavión.	34
N° 11	Esquema estático para la solución de los casos particulares.	35
N° 12	Distribución de presiones de fundación.	38
N° 13	Esquema de dimensiones y fuerzas actuantes sobre el muro de contención.	39
N° 14	Mapa de ubicación de los sistemas de control de erosión.	46
N° 15	Esquema en planta del puente Pochccota y obras de protección.	48
N° 16	Esquema general del pte. Pochccota, Andahuaylas, Apurímac.	49
N° 17	Sección tipo, muro Eje A.	49
N° 18	Sección tipo, muro Eje B.	50
N° 19	Sección tipo, muro Eje C.	50
N° 20	Sección tipo, muro Eje D.	50
N° 21	Proceso constructivo del puente Pochccota y muros de encauzamiento.	51
N° 22	Esquema en planta del puente Chumbao y obras de protección.	53
N° 23	Esquema general del pte. Chumbao, Andahuaylas, Apurímac.	53
N° 24	Sección tipo, muro Eje A.	54
N° 25	Sección tipo, muro Eje B.	54
N° 26	Sección tipo, muro Eje C.	55
N° 27	Sección tipo, muro Eje D.	55
N° 28	Vista general del puente Chumbao y muros de encauzamiento.	55
N° 29	Esquema en planta de gaviones y enrocados de protección del río Chumbao.	57

N° 30	Detalle de sección típica de defensa ribereña con relleno en espaldón.	57
N° 31	Gaviones y enrocados de protección en el río Chumbao.	58
N° 32	Esquema en planta del pte. Comunchaca y obras de protección.	60
N° 33	Esquema general del pte. Comunchaca, Chincheros, Apurímac.	60
N° 34	Sección típica de gavión G-1, h=4.00 m.	61
N° 35	Sección típica de gavión G-2, h=5.00 m.	61
N° 36	Vista general del puente Comunchaca y defensas ribereñas.	62
N° 37	Esquema en planta del puente Pampas y obras de protección.	64
N° 38	Esquema general del puente Pampas, Chincheros, Apurímac.	65
N° 39	Sección típica del enrocado de protección del puente Pampas.	65
N° 40	Vista general del puente Pampas y enrocado de protección.	66
N° 41	Esquema en planta del pte. Callebamba y obras de protección.	68
N° 42	Esquema general del pte. Callebamba, Chincheros, Apurímac.	68
N° 43	Secc. típica gavión margen derecha e izquierda G-1, h = 2.00 m.	69
N° 44	Vista general del puente Callebamba y defensas ribereñas.	69
N° 45	Ubicación de la cuenca del río Pampas y zonas de análisis.	70
N° 46	Capacidad de Uso Mayor de Suelos cuenca río Pampas.	72
N° 47	MED cuenca río Pampas.	74
N° 48	Isoyetas de precipitación cuenca del río Pampas, $T_R=100$ años.	75
N° 49	Isoyetas de precipitación cuenca del río Pampas, $T_R =200$ años.	76
N° 50	Isoyetas de precipitación cuenca del río Pampas, $T_R =500$ años.	76
N° 51	MED subcuenca río Chumbao, puente Pochccota.	77
N° 52	Isoyetas de precipitación para la subcuenca Chumbao (P_{100} , P_{200} y P_{500}). Puente Pochccota, muros protección y encauzamiento.	78
N° 53	MED subcuenca río Chumbao, puente Chumbao.	80
N° 54	Isoyetas de precipitación para la subcuenca Chumbao (P_{100} , P_{200} y P_{500}). Puente Chumbao, enrocados, muros de protección y encauzamiento.	80
N° 55	MED subcuenca río Chincheros, puente Comunchaca.	82
N° 56	Isoyetas de precipitación para a subcuenca Chincheros (P_{100} , P_{200} y P_{500}). Puente Comunchaca, muros gaviones de protección y encauzamiento.	82
N° 57	MED subcuenca río Pampas, puente Pampas.	84
N° 58	Isoyetas de precipitación para a subcuenca Pampas (P_{100} , P_{200} y P_{500}). Puente Pampas y enrocados de protección.	85
N° 59	MED subcuenca río Chincheros, puente Callebamba.	87

N° 60	Isoyetas de precipitación para la Subcuenca Chincheros (P_{100} , P_{200} y P_{500}). Puente Callebamba, muros gaviones de protección y encauzamiento.	88
N° 61	Esquema de la subdivisión de la cuenca del río Pampas.	90
N° 62	Esquema del modelo hidrológico para la transformación precipitación – escorrentía para la cuenca del río Pampas.	92
N° 63	Resumen gráfico comparativo del caudal en función a diferentes tiempos de concentración. Cuenca del río Pampas.	94
N° 64	Esquema del modelo hidrológico para la transformación precipitación – escorrentía, subcuenca Chumbao, puente Pochccota.	96
N° 65	Resumen gráfico comparativo del caudal en función a diferentes tiempos de concentración, puente Pochccota.	99
N° 66	Esquema del modelo hidrológico para la transformación precipitación – escorrentía, subcuenca Chumbao, puente Chumbao.	101
N° 67	Resumen gráfico comparativo del caudal en función a diferentes tiempos de concentración, puente Chumbao.	104
N° 68	Esquema del modelo hidrológico para la transformación precipitación – escorrentía, subcuenca Chincheros, puente Comunchaca.	106
N° 69	Resumen gráfico comparativo del caudal en función a diferentes tiempos de concentración, puente Comunchaca.	108
N° 70	Esquema de subdivisión subcuenca río Pampas, pte Pampas	110
N° 71	Esquema del modelo hidrológico para la transformación precipitación – escorrentía, subcuenca Pampas, puente Pampas.	111
N° 72	Resumen gráfico comparativo del caudal en función a diferentes tiempos de concentración, cuenca del río Pampas.	113
N° 73	Esquema del modelo hidrológico para la transformación precipitación – escorrentía, subcuenca Chincheros, puente Callebamba.	115
N° 74	Resumen gráfico comparativo del caudal en función a diferentes tiempos de concentración, puente Callebamba.	117
N° 75	MDT A, cauce natural del río Chumbao, subcuenca Chumbao, puente Pochccota.	122
N° 76	Variación del tirante hidráulico respecto a la ubicación longitudinal para $T_R=500$ años, puente Pochccota, río Chumbao, MDT A.	123
N° 77	Variación de la velocidad media respecto a la ubicación longitudinal para $T_R=500$ años, puente Pochccota, río Chumbao, MDT A.	123
N° 78	Variación del Número de Froude respecto a la ubicación longitudinal para $T_R=500$ años, puente Pochccota, río Chumbao, MDT A.	124

N° 79	Modelo digital generado de los muros de encauzamiento del río Chumbao, subcuenca Chumbao, puente Pochccota.	125
N° 80	MDT B, cauce alterado debido al encauzamiento proyectado del río Chumbao, subcuenca Chumbao, puente Pochccota.	125
N° 81	Variación del tirante hidráulico respecto a la ubicación longitudinal para $T_R=500$ años, puente Pochccota, río Chumbao, MDT B.	126
N° 82	Variación de la velocidad media respecto a la ubicación longitudinal para $T_R=500$ años, puente Pochccota, río Chumbao, MDT B.	126
N° 83	Variación del Número de Froude respecto a la ubicación longitudinal para $T_R=500$ años, puente Pochccota, río Chumbao, MDT B.	127
N° 84	MDT C, cauce natural del río Chumbao, subcuenca Chumbao, puente Chumbao.	128
N° 85	Variación del tirante hidráulico respecto a la ubicación longitudinal para $T_R=500$ años, puente Chumbao, río Chumbao, MDT C.	129
N° 86	Variación de la velocidad media respecto a la ubicación longitudinal para $T_R=500$ años, puente Chumbao, río Chumbao, MDT C.	129
N° 87	Variación del Número de Froude respecto a la ubicación longitudinal para $T_R=500$ años, puente Chumbao, río Chumbao, MDT C.	130
N° 88	Modelo digital generado de los muros de encauzamiento del río Chumbao, subcuenca Chumbao, puente Chumbao.	131
N° 89	MDT D, cauce alterado debido al encauzamiento proyectado del río Chumbao, subcuenca Chumbao, puente Chumbao.	131
N° 90	Variación del tirante hidráulico respecto a la ubicación longitudinal para $T_R=500$ años, puente Chumbao, río Chumbao, MDT D.	132
N° 91	Variación de la velocidad media respecto a la ubicación longitudinal para $T_R=500$ años, puente Chumbao, río Chumbao, MDT D.	132
N° 92	Variación del Número de Froude respecto a la ubicación longitudinal para $T_R=500$ años, puente Chumbao, río Chumbao, MDT D.	133
N° 93	MDT E, cauce con defensas ribereñas sobre el río Chumbao, subcuenca Chumbao, gaviones y enrocados Chumbao.	134
N° 94	Variación del tirante hidráulico respecto a la ubicación longitudinal para $T_R=500$ años, río Chumbao, MDT E.	135
N° 95	Variación de la velocidad media respecto a la ubicación longitudinal para $T_R=500$ años, río Chumbao, MDT E.	135
N° 96	Variación del Número de Froude respecto a la ubicación longitudinal para $T_R=500$ años, río Chumbao, MDT E.	136

N° 97	MDT F, cauce con defensas ribereñas sobre el río Chumbao, subcuenca Chumbao, gaviones y enrocados Chumbao.	137
N° 98	Variación del tirante hidráulico respecto a la ubicación longitudinal para $T_R=500$ años, río Chumbao, MDT F.	137
N° 99	Variación de la velocidad media respecto a la ubicación longitudinal para $T_R=500$ años, río Chumbao, MDT F.	138
N° 100	N° 100. Variación del Número de Froude respecto a la ubicación longitudinal para $T_R=500$ años, río Chumbao, MDT F.	138
N° 101	MDT del cauce natural del río Chincheros, subcuenca Chincheros, puente Comunchaca.	139
N° 102	Variación del tirante hidráulico respecto a la ubicación longitudinal para $T_R=500$ años, puente Comunchaca, río Chincheros, MDT G.	140
N° 103	Variación de la velocidad media respecto a la ubicación longitudinal para $T_R=500$ años, puente Comunchaca, río Chincheros, MDT G.	141
N° 104	Variación del Número de Froude respecto a la ubicación longitudinal para $T_R=500$ años, pte. Comunchaca, río Chincheros, MDT G.	141
N° 105	Modelo digital generado de los muros gaviones de encauzamiento del río Chincheros, subcuenca Chincheros, puente Comunchaca.	142
N° 106	MDT del cauce alterado debido al encauzamiento proyectado del río Chincheros, subcuenca Chincheros, puente Comunchaca.	142
N° 107	Variación del tirante hidráulico respecto a la ubicación longitudinal para $T_R=500$ años, puente Comunchaca, río Chincheros, MDT H.	143
N° 108	Variación de la velocidad media respecto a la ubicación longitudinal para $T_R=500$ años, puente Comunchaca, río Chincheros, MDT H.	143
N° 109	Variación del Número de Froude respecto a la ubicación longitudinal para $T_R=500$ años, puente Comunchaca, río Chincheros, MDT H.	144
N° 110	MDT cauce natural río Pampas, subc. Pampas, pte. Pampas.	145
N° 111	Variación del tirante hidráulico respecto a la ubicación longitudinal para $T_R=500$ años, puente Pampas, río Pampas, MDT I.	146
N° 112	Variación de la velocidad media respecto a la ubicación longitudinal para $T_R=500$ años, puente Pampas, río Pampas, MDT I.	146
N° 113	Variación del Número de Froude respecto a la ubicación longitudinal para $T_R=500$ años, puente Pampas, río Pampas, MDT I.	147

N° 114	MDT del cauce natural del río Chincheros, subcuenca Chincheros, puente Callebamba.	148
N° 115	Variación del tirante hidráulico respecto a la ubicación longitudinal para $T_R=500$ años, puente Callebamba, río Chincheros, MDT J.	148
N° 116	Variación de la velocidad media respecto a la ubicación longitudinal para $T_R=500$ años, puente Callebamba, río Chincheros, MDT J	149
N° 117	Variación del Número de Froude respecto a la ubicación longitudinal para $T_R=500$ años, Puente Callebamba, río Chincheros, MDT J.	149
N° 118	Modelo digital generado de los muros gaviones del río Chincheros – Proyecto inicial, subcuenca Chincheros, puente Callebamba.	150
N° 119	MDT del cauce alterado debido al encauzamiento proyectado del río Chincheros, subcuenca Chincheros, puente Callebamba.	150
N° 120	Variación del tirante hidráulico respecto a la ubicación longitudinal para $T_R=500$ años, puente Callebamba, río Chincheros, MDT K.	151
N° 121	Variación de la velocidad media respecto a la ubicación longitudinal para $T_R=500$ años, puente Callebamba, río Chincheros, MDT K.	151
N° 122	Variación del Número de Froude respecto a la ubicación longitudinal para $T_R=500$ años, puente Callebamba, río Chincheros, MDT K.	152
N° 123	Modelo digital generado de los muros gaviones de encauzamiento del río Chincheros – Proyecto final, puente Callebamba.	153
N° 124	MDT del cauce alterado debido al encauzamiento proyectado del río Chincheros, subcuenca Chincheros, puente Callebamba.	154
N° 125	Variación del tirante hidráulico respecto a la ubicación longitudinal para $T_R=500$ años, puente Callebamba, MDT L.	154
N° 126	Variación de la velocidad media respecto a la ubicación longitudinal para $T_R=500$ años, puente Callebamba, MDT L.	155
N° 127	Variación del Número de Froude respecto a la ubicación longitudinal para $T_R=500$ años, puente Callebamba, MDT L.	155
N° 128	Gráfico comparativo de la socavación general para diferentes autores, puente Pochccota, río Chumbao, MDT A.	158
N° 129	Gráfico comparativo de la socavación general para diferentes autores, puente Pochccota, río Chumbao, MDT B.	159
N° 130	Gráfico comparativo de la socavación general para diferentes autores, puente Chumbao, río Chumbao, MDT C.	160

N° 131	Gráfico comparativo de la socavación general para diferentes autores, puente Chumbao, río Chumbao, MDT D.	161
N° 132	Gráfico comparativo de la socavación general para diferentes autores, gaviones y enrocados, río Chumbao, MDT E.	162
N° 133	Gráfico comparativo de la socavación general para diferentes autores, gaviones y enrocados, río Chumbao, MDT F.	163
N° 134	Gráfico comparativo de la socavación general para diferentes autores, puente Comunchaca, río Chincheros, MDT G.	164
N° 135	Gráfico comparativo de la socavación general para diferentes autores, puente Comunchaca, río Chincheros, MDT H.	165
N° 136	Gráfico comparativo de la socavación general para diferentes autores, puente Pampas, río Chumbao, MDT I.	166
N° 137	Gráfico comparativo de la socavación general para diferentes autores, puente Callebamba, río Chumbao, MDT J.	167
N° 138	Gráfico comparativo de la socavación general para diferentes autores, puente Callebamba, río Chumbao, MDT K.	168
N° 139	Gráfico comparativo de la socavación general para diferentes autores, puente Callebamba, río Chumbao, MDT L.	169
N° 140	Vista en planta del puente Pochccota, ubicación de los muros de encauzamiento y protección sobre el río Chumbao.	170
N° 141	Diagrama de ejes paralelos, muros de menores dimensiones de cada eje, encauzamiento y protección ribera río Chumbao, pte. Pochccota.	171
N° 142	Diagrama de ejes paralelos, muros de mayores dimensiones de cada eje, encauzamiento y protección ribera río Chumbao, pte. Pochccota.	172
N° 143	Vista en planta del puente Chumbao, ubicación de los muros de encauzamiento y protección sobre el río Chumbao.	173
N° 144	Diagrama de ejes paralelos, muros de menores dimensiones correspondiente a cada eje, encauzamiento y protección ribera río Chumbao, puente Chumbao.	174
N° 145	Diagrama de ejes paralelos, muros de mayores dimensiones correspondiente a cada eje, encauzamiento y protección ribera río Chumbao, puente Chumbao.	175
N° 146	Vista en planta de la ubicación de los gaviones y enrocado de protección sobre el río Chumbao.	176
N° 147	Vista en planta del puente Comunchaca y ubicación de gaviones sobre el río Chincheros.	178
N° 148	Sección típica de gavión G-1, h=4.00 m y B=3.00 m.	178
N° 149	Sección propuesta de gavión, G-1A, h=4.00 m y B=2.50 m.	179
N° 150	Sección propuesta de gavión, G-1B, h=4.00 m y B=2.50 m.	179
N° 151	Sección propuesta de gavión, G-1C, h=4.00 m y B=2.00 m.	179
N° 152	Diagrama de ejes paralelos, Gavión Tipo G-1 h=4.00 m y variantes, río Comunchaca, puente Comunchaca.	181
N° 153	Sección típica de gavión G-2, h=5.00 m y B=3.50 m.	181

N° 154	Sección propuesta de gavión, G-2D, h=5.00 m y B=3.00 m.	182
N° 155	Sección propuesta de gavión, G-2E, h=5.00 m y B=3.00 m.	182
N° 156	Sección propuesta de gavión, G-2F, h=5.00 m y B=2.50 m.	182
N° 157	Diagrama de ejes paralelos, Gavión Tipo G-2 h=5.00 m y variantes, río Comunchaca, puente Comunchaca.	184
N° 158	Análisis de la fuerza tractiva, puente Comunchaca, MDT G.	184
N° 159	Análisis de la fuerza tractiva, puente Comunchaca, MDT H.	185
N° 160	Vista en planta del puente Pampas y ubicación de enrocado de protección sobre el río Pampas.	186
N° 161	Vista en planta del puente Callebamba, ubicación de gaviones inicial y final sobre el río Chincheros.	188
N° 162	Sección típica de gavión G-3, h=2.00 m y B=4.00 m.	188
N° 163	Sección propuesta de gavión, G-3G, h=2.00 m y B=1.50 m.	189
N° 164	Diagrama de ejes paralelos, Gavión Tipo G-3 h=2.00 m y variantes, río Chincheros, puente Callebamba.	190
N° 165	Análisis de la fuerza tractiva, puente Callebamba, MDT J.	191
N° 166	Análisis de la fuerza tractiva, puente Callebamba, MDT K.	191
N° 167	Análisis de la fuerza tractiva, puente Callebamba, MDT L.	192
N° 168	Distrib. de probabilidad Pearson Tipo III, estación Curahuasi.	215

LISTA DE SÍMBOLOS Y SIGLAS

A	Área de la cuenca	km ²
B _e	Ancho efectivo de la sección sin obstáculos	m
B _M	Ancho de la losa de la base del muro	m
c ₁	Cohesión del material de relleno	kg/cm ²
c ₂	Cohesión del material natural	kg/cm ²
C ₁	Cte. que depende de sistema de unidades, 0.75 en S.I.	
C ₂	Cte. que depende de sistema de unidades, 2.75 en S.I.	
C ₃	Cte. que depende de sistema de unidades, 5.56 en S.I.	
C _{50 %}	Cte. que depende de sistema de unidades, 2.14 en S.I.	
C _{75 %}	Cte. que depende de sistema de unidades, 1.22 en S.I.	
CN	Número de curva del SCS	
C _p	Parámetro de la cuenca	
C _R	Coefficiente de corrección de estabilidad	
C _t	Parámetro de la cuenca	
d	distancia entre los puntos de rotación al vuelco y la fuerza normal	
d _m	Tirante medio	m
d _o	Tirante de socavación	m
d _s	Tirante después de producirse la socavación	m
D ₅₀	Diámetro de piedra estable del enrocado	m
D _m	Diámetro medio del fondo de cauce	mm
D _f	Profundidad de cimentación	m
e	Excentricidad	
e _i	Número de valores esperados en intervalo de clase "i"	
E _a	Empuje activo	ton/m ²
F _{cs} , F _{qs} , F _s	Factores de forma	
F _{cd} , F _{qd} , F _{yd}	Factores de profundidad	
F _{ci} , F _{qi} , F _{yi}	Factores por inclinación de la carga	
F _c	Coefficiente de seguridad por capacidad de carga	
F _d	Coefficiente de seguridad contra el deslizamiento	
F _f	Factor de Forma	
F _R	Número de Froude	
F _t	Coefficiente de seguridad contra el vuelco	
FS	Factor de Seguridad	
FS _D	Factor seguridad contra el deslizamiento	

FS _{CC}	Factor seguridad de capacidad de carga	
FS _V	Factor seguridad contra el volteo	
F(Q)	Función de distribución de probabilidad de ajuste	
G	Peso del área flotante de la partícula	
G _S	Gravedad específica del material	
H	Altura total del muro gavión	m
H ₁	Altitud máxima	msnm
H ₂	Altitud mínima	msnm
I	Intensidad máxima	mm/h
k	Cantidad de intervalos de clase	
K	Factor de corrección de esfuerzos de corte entre el lecho y la ribera	
K ₁	Coefficiente de corrección del talud	
K _a	Coefficiente de presión activa de Rankine	
K _C	Índice de Compacidad o Índice de Gravelius	
K _p	Coefficiente de presión pasiva de Rankine	
L	Longitud del cauce principal	km
L _C	Longitud del curso desde el CG a la salida	km
N	Fuerza normal actuante	ton
N _c , N _q , N _y	Factores de capacidad de carga	
M _{Ea}	Momento de vuelco del muro gavión	ton-m
M _O	Momento de volteo del muro	ton-m
M _p	Momento resistente del muro gavión	ton-m
M _R	Momento resistente del muro	ton-m
P	Perímetro de la cuenca	km
P _a	Presión activa de Rankine por unidad de longitud de muro	ton/m ²
P _C	Peso de la cuña de suelo	ton
P _h	Componente horizontal de la presión activa de Rankine	ton/m ²
P _M	Peso total del muro gavión	ton
P _p	Presión pasiva de Rankine	ton/m ²
P _{soc}	Profundidad de socavación	m
P _v	Componente vertical de la presión activa de Rankine	ton/m ²
P _{XXX}	Precipitación para "XXX" años de periodo de retorno	mm
P(Q)	Función de distribución de probabilidad observada	
q	Esfuerzo efectivo al nivel de desplante de la cimentación	ton/m ²
q _{máx}	Presión máxima en la base del muro	ton/m ²

$q_{\text{mín}}$	Presión mínima en la base del muro	ton/m ²
q_p	Caudal pico por unidad de área por unidad de lluvia	m ³ /(s.cm)
q_{pR}	Caudal pico por unidad de drenaje	
Q_{XXX}	Caudal para “XXX” años de periodo de retorno	m ³ /s
Q_d	Caudal de diseño del río	m ³ /s
R	Radio hidráulico	m
R_E	Número de Reynolds	
s	Talud de la ribera	
S	Pendiente media del canal	m/m
S_C	Pendiente media de la cuenca	m/m
S_m	Pendiente media del cauce principal	m/m
S_S	Gravedad específica de material	
t	Duración de la precipitación	minutos
t_c	Tiempo de concentración	minutos
t_p	Tiempo de retardo de cuenca	horas
t_r	Tiempo de duración de la lluvia	horas
T	Periodo de retorno	años
T_d	Fuerza de fricción disponible	ton
T_p	Tiempo pico	horas
T_S	Ancho superficial de una sección del río	m
V	Velocidad media	m/s
W	Ancho del hidrograma unitario	horas
W_p	Peso de la piedra	kg
X_G	Abscisa del centro de gravedad del muro gavión	m
X_{Ea}	Abscisa del punto de aplicación del empuje activo	m
X_c^2	Valor calculado de Chi Cuadrado a partir de los datos	
X_t^2	Valor teórico de Chi Cuadrado obtenido de la tabla	
Y_G	Ordenada del centro de gravedad del muro gavión	m
Y	Tirante de agua	m
Y_{Ea}	Ordenada del punto de aplicación del empuje activo	m
α	Plano horizontal y el plano de aplicación del empuje activo	
α_s	Nivel de significación	
β	Coeficiente que depende del periodo de retorno	
γ_c	Peso específico del concreto	ton/m ³

γ_1	Peso específico del material de relleno	ton/m ³
γ_2	Peso específico del material natural	ton/m ³
γ_g	Peso específico del gavión	ton/m ³
γ_s	Peso específico del material del cauce	ton /m ³
γ_w	Peso específico del agua en	ton/m ³
Δ_C	Estadístico de Smirnov calculado	
ΔH	Desnivel de altitudes de la cuenca	m
Δ_t	Valor crítico para la prueba de Kolmogorov – Smirnov	
θ	Ángulo del talud con la ribera	
θ_i	Número observado de eventos en intervalo de clase “i”	
η	Número de estabilidad	
η'	Número de estabilidad corregido	
ρ	Coeficiente calculado para socavación	
τ_{crb}	Esfuerzo cortante crítico en el talud	kg/m ²
τ_o	Esfuerzo cortante	kg/m ²
ϕ	Ángulo de reposo del enrocado	
ϕ_1	Ángulo de fricción interna del material de relleno	
ϕ_2	Ángulo de fricción interna del material natural	

ANA	Autoridad Nacional del Agua
ASCE	American Society of Civil Engineers
CG	Centro de gravedad
CUM	Capacidad de Uso Mayor de Suelos
MED	Modelo de Elevación Digital (Digital Elevation Model - DEM)
MDT	Modelo Digital de Terreno (Digital Terrain Model - DTM)
HEC	Hydrologic Engineering Center (Centro de Ingeniería Hidrológica)
HEC-HMS	Hydrologic Modeling System (Sistema de Modelado Hidrológico)
HEC-RAS	River Analysis System (Sistema de Análisis de Ríos)
IDF	Intensidad - Duración - Frecuencia
FHWA	Federal Highway Administration
SENAMHI	Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología
USACE	United States Army Corps of Engineers
USBR	United States Bureau of Reclamation

CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN

1.1. INTRODUCCIÓN

El diseño de obras para la protección de riberas depende en gran medida de un adecuado diseño hidrológico. El caudal obtenido condicionará el dimensionamiento de las estructuras tales como muros de encauzamiento, gaviones, enrocados de protección, espigones, entre otros de acuerdo sea el caso; por ello es necesario y de gran importancia conocer adecuadamente la metodología para estimar el caudal de diseño, en el caso de emplear métodos de transformación lluvia – escorrentía es importante el conocimiento de cada parámetro involucrado en el método, ya que existen valores muy sensibles como el tiempo de concentración, coeficiente de escorrentía, número de curva, entre otros, un incorrecto uso de estos datos podría dar como resultado un notable aumento en el caudal de diseño, lo cual ocasionará un mayor dimensionamiento y por ende se tendrá un elevado costo de ejecución, por otro lado podría obtenerse un caudal demasiado pequeño cuyo posterior diseño hidráulico podría poner en riesgo a la estructura y sobre todo ser un riesgo para la población que dependerá de su correcto funcionamiento.

Para una adecuada comprensión del presente trabajo de investigación, se ha dispuesto la organización en cinco capítulos, donde se desarrolla detalladamente las diferentes disconformidades, justificaciones y consideraciones necesarias para el diseño hidrológico, hidráulico y sistemas de control de erosión.

El primer capítulo introduce al lector el tema de análisis, donde se revelan los desacuerdos comúnmente encontrados en el diseño de estructuras para protecciones ribereñas, exponiendo los antecedentes, la problemática, los objetivos de la investigación y finalmente un esquema general de la organización de la investigación.

El segundo capítulo muestra de manera general el fundamento teórico de las metodologías aplicadas, enfatizando en el desarrollo de cálculo y respectivos parámetros del diseño hidrológico, modelamiento hidráulico y cálculo de la socavación general.

El tercer capítulo aborda la descripción de los diferentes tipos de sistemas de control de erosión considerados, así mismo se detalla las metodologías aplicadas y sus respectivos desarrollos de cálculo, mencionando tendidamente todos los parámetros y esquemas de cálculo.

El cuarto capítulo explica la situación actual de los diferentes sistemas de control de erosión a través de un diagnóstico que expone las condiciones de la estructura en relación a la zona geográfica que la contiene, también se presenta una descripción general de los factores externos que ponen en riesgo la eficacia de los sistemas de control de erosión.

En el quinto capítulo se desarrollan los procesos de cálculo, iniciando por un análisis de la precipitación máxima basándose en cálculos estadísticos, relacionados a los respectivos espacios geográficos, se desarrolla también el diseño hidrológico las diferentes cuencas, en consecuencia, a estos resultados se realiza el modelamiento hidráulico para estimar las diferentes profundidades de socavación para las estructuras de protección de riberas.

1.2. ANTECEDENTES Y JUSTIFICACIÓN

Como consecuencia de los acontecimientos ocurridos en marzo del año 2017 debido al fenómeno denominado El Niño Costero, donde el Perú afrontó una serie de acontecimientos que pusieron a prueba la eficacia de las obras de defensas ribereñas; este fenómeno también tuvo repercusiones en la sierra y selva de nuestro territorio, por lo que las diferentes evaluaciones e informes realizados por las instituciones deben mostrar un análisis capaz de identificar los mecanismos que ocasionaron el colapso de las diferentes estructuras además de informar a la población los posibles riesgos ante tales fenómenos climatológicos.

De acuerdo al “Compendio Estadístico de Prevención y Atención de Desastres”, estudio realizado por el Instituto Nacional de Defensa Civil (INDECI, 2007), 21 provincias de nuestro país se ven afectadas por desbordes ocurridos continuamente durante la temporada de avenidas. Debido a ello, en el documento mencionado se ha recomendado intensificar en dichas zonas el empleo de materiales flexibles para la construcción de defensas ribereñas tales como

gaviones, geocolchones y el empleo de geotextiles. Estos materiales tienen la capacidad de adaptarse a la superficie del cauce, contrarrestando el efecto erosivo.

El ingeniero Dino Cerda Canelo realizó el estudio “Investigación, evaluación y análisis de ingeniería forense sobre el colapso del Puente Reque durante la presencia del Fenómeno del Niño del año 1998 y medidas de mitigación para afianzar su estabilidad”, publicada por la Unidad de Posgrado de la Universidad Nacional de Ingeniería durante el año 2012, donde se ejecuta la evaluación integral de la cuenca del río Chancay y Reque y basándose en los modelos hidrológico e hidráulico analizar el problema relacionado a la avenida que produjo el colapso del puente el año 1998, durante el fenómeno de El Niño.

La Autoridad Nacional del Agua (ANA), a través de la Dirección de Conservación y Planeamiento de Recursos Hídricos, hizo público el año 2010 un estudio denominado “Evaluación de Recursos Hídricos Superficiales en la Cuenca del Río Pampas”, donde presentan un capítulo orientado al tratado de los eventos hidrológicos extremos, este documento tiene la finalidad de informar y servir de referente para futuros estudios que puedan llevarse a cabo en la zona, se realiza una descripción completa de la zona relacionados a tipos y usos de suelos, cobertura vegetal, geología, así mismo se muestran los valores de los parámetros considerados y se detallan las metodologías de cálculo, la estimación de caudales fueron realizadas a través de métodos de transformación lluvia-escorrentía considerando el parámetro precipitación máxima en 24 horas, aunque el modelo hidrológico no muestra resultados de la cuenca en general, pueden proporcionar datos para calibrar modelos hidrológicos de futuros proyectos e investigaciones.

De la misma manera, la Administración Local de Agua Bajo Apurímac Pampas, realizó un estudio durante el año 2013, donde hacen un estudio general de las subcuencas mencionadas, este documento enfatiza en el estudio de la hidrología, al igual que la dirección superior de la ANA, presentan un capítulo donde desarrollan el estudio de eventos hidrológicos extremos, siguiendo los esquemas planteados por esta institución; se presentan resultados de caudales, siendo un valioso aporte para la calibración de modelos hidrológicos que se requieran en la zona.

1.3. PROBLEMÁTICA

El conocimiento del comportamiento de los flujos superficiales es de gran importancia para el diseño de las diferentes estructuras hidráulicas, pero la dinámica de dichos flujos resulta ser compleja ya que es producto de la interacción múltiple de diversos agentes como la topografía, el tipo de suelo, material de fondo de fondo, diversas alteraciones del cauce producidas por el hombre, estos agentes condicionan el comportamiento de los flujos generando zonas de mayor vulnerabilidad respecto a problemas de erosión, los cuales demandan análisis más exhaustivos para finalmente poder establecer metodologías claras para el diseño de determinada estructura de control erosivo, además, la elección de la estructura debe adecuarse a otros factores decisivos como factores ambientales, económicos pero sobre todo funcionales.

La hidrología juega un papel muy importante en el diseño de sistemas de control de erosión, debido a que estos serán dimensionados de acuerdo a los caudales obtenidos del diseño hidrológico, una incorrecta aplicación podría generar resultados capaces de subestimar o sobredimensionar la estructura de control erosivo, desproporcionando su geometría para los fines necesarios y ocasionando el colapso o afectando directamente en los costos de construcción debido a las dimensiones sobreestimadas; es imprescindible conocer correctamente los parámetros involucrados en los diferentes procedimientos, la estimación de adecuados caudales de diseño serán capaces de satisfacer la eficacia requerida en los proyectos hidráulicos.

Los métodos empleados para realizar los diferentes cálculos hidrológicos e hidráulicos deben ser correctamente empleados, los parámetros que cada método incluyen en su desarrollo, obedecen a una serie de consideraciones y limitaciones, generalmente se suele recurrir a diferentes consideraciones que generan resultados conservadores, esto no es un problema si nos referimos a los proyectos en términos de seguridad. Sin embargo, el sobredimensionamiento de las estructuras incide directamente en los costos de ejecución; el caso más crítico ocurre cuando se cometen errores de cálculo durante el diseño hidrológico y modelamiento hidráulico, que traigan como consecuencia estructuras defectuosas no capaces de cumplir con las funciones para las que fueron diseñadas, poniendo

en riesgo la seguridad de la población, también la seguridad de infraestructura vial y zonas urbanas.

1.4. OBJETIVOS

OBJETIVO GENERAL

- Evaluación post construcción de las consideraciones de diseño adoptadas en las obras de defensas ribereñas proyectadas en zonas de montaña, identificando las deficiencias y consideraciones más resaltantes para establecer alcances que deben ser respetados en todo diseño.

OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Comparar los resultados obtenidos del diseño hidrológico, mediante caudales generados de la aplicación de diferentes autores para estimar el tiempo de concentración, consecuentemente estudiar la influencia de la elección del caudal de diseño en el modelamiento hidráulico, relacionando los resultados de la profundidad de socavación de las estructuras de control de erosión.
- Verificar la eficacia de los sistemas de control de erosión mediante un diagnóstico en campo de las estructuras, considerando también los diferentes esquemas de cálculo para evaluar la estabilidad de dichas estructuras.

1.5. ORGANIZACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN

El esquema de la organización de la investigación se detalla a continuación:

Con la identificación de los sistemas de control de erosión de los diferentes proyectos a evaluar, se hace una minuciosa revisión de las metodologías de cálculo empleadas en las distintas etapas de la elaboración de cada proyecto, con el fin de comprender las consideraciones de diseño y así mismo establecer las relaciones de la estructura con su medio.

Los resultados de los diferentes caudales de diseño encontrados en los estudios de hidrología e hidráulica fueron comparados con los valores registrados en informes realizados por la Autoridad Nacional del Agua y su respectivo órgano de administración local en la zona de estudio, encontrando notables diferencias que generan incertidumbre en los resultados, por ello se vio la necesidad de formular nuevamente los esquemas de cálculo de las diferentes etapas.

Se visitó los diferentes sistemas de control de erosión con la finalidad de realizar un diagnóstico de las estructuras, con la finalidad de contrastar las estructuras con los diferentes esquemas planteados en los estudios respectivos.

El diseño hidrológico inicia con la delimitación de las diferentes cuencas hidrográficas, así mismo se calcula los principales parámetros físicos de la cuenca con la finalidad de caracterizar la cuenca y establecer relaciones con su geometría, seguidamente se intensifica e estudio a través de un estudio de precipitaciones, donde se analiza el parámetro precipitación máxima en 24 horas a través de análisis estadísticos que involucran diferentes distribuciones de probabilidad y prueba de bondad de ajuste para identificar la distribución que mejor se ajusta a los registros históricos de precipitaciones; con las precipitaciones asociadas a un periodo de retorno obtenidas, se elabora diferentes mapas de isoyetas de precipitación de la Cuenca del Río Pampas, con la finalidad de evaluar el comportamiento en la diferentes regiones analizadas, tratando de determinar su relación con la elaboración de mapas de altitud; para el cálculo de caudales, se aplicaron metodologías de transformación lluvia escorrentía con los resultados del análisis estadístico y el uso de hidrogramas unitarios con la aplicación del programa HEC-HMS, elaborado por el Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos (USACE), debido a la incertidumbre de los resultados obtenidos y la carencia de información histórica de caudales máximos instantáneos para calibrar los modelos hidrológicos, se estima caudales con diferentes autores para el tiempo de concentración, con el fin de comparar cuantitativamente los resultados obtenidos para cada fórmula empleada y el caudal considerado en el proyecto.

Con los resultados obtenidos para los diferentes modelos hidrológicos, se procedió a realizar el modelamiento hidráulico para estimar los principales parámetros hidráulicos, cabe resaltar que manteniendo una secuencia, los resultados fueron generados con los caudales obtenidos del diseño hidrológico,

evaluar las divergencias debido a la aplicación de las diferentes fórmulas para el tiempo de concentración y los caudales de cada proyecto, fue el motivo fundamental del modelamiento hidráulico, los diferentes resultados obtenidos para el periodo de retorno equivalente a 500 años, fueron usados para estimar la profundidad de socavación de los sistemas de control de erosión.

La estabilidad de los muros gaviones y de contención, así como la determinación del tamaño de piedra estable de los enrocados, fueron calculados asumiendo como válidos los valores obtenidos en los diferentes estudios de hidrología e hidráulica, en esta última etapa también se hace una evaluación de los parámetros y criterios empleados en el diseño.

CAPÍTULO II: FUNDAMENTO TEÓRICO

2.1. DISTRIBUCIONES DE PROBABILIDAD

Entendemos por distribución de probabilidad a una función que constituye la probabilidad de ocurrencia de determinada variable aleatoria. Mediante el ajuste a una distribución de un conjunto de datos hidrológicos, una gran cantidad de información probabilística en la muestra puede resumirse en forma compacta en la función y en sus parámetros asociados. (Chow, 1994)

En resumen, una distribución de probabilidad de cierta variable se define como una función que establece para determinado acontecimiento definido sobre cierta variable su probabilidad de ocurrencia.

En el campo de la hidrología, el propósito del análisis de frecuencias consiste en estimar caudales, precipitaciones o intensidades máximas de acuerdo a la aplicación de modelos probabilísticos, estos modelos pueden clasificarse en discretos o continuos.

En el presente trabajo de investigación se aplicaron cinco modelos de distribución de probabilidad, los respectivos fundamentos se muestran en el libro Hidrología Aplicada, presentado por los autores Ven Te Chow, David R. Maidment y Larry W. Mays (1994), las distribuciones de probabilidad más usadas se mencionan a continuación:

- Distribución Normal
- Distribución Log Normal
- Distribución Pearson Tipo III (Gamma de Tres Parámetros)
- Distribución Log Pearson Tipo III
- Distribución Gumbel (Valor Extremo Tipo I)

2.2. PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE

La prueba de bondad de ajuste para un modelo de distribución de probabilidad, evalúa y describe si el conjunto de datos se ajusta o no a una serie de observaciones.

Las pruebas de bondad de ajuste de mayor uso, para evaluar la distribución de probabilidad que mejor se ajusta, son las pruebas Chi Cuadrado y la de Kolmogorov – Smirnov.

2.1.1. Prueba de Bondad de Ajuste Chi Cuadrado: X^2

Propuesta en 1900 por Karl Pearson, aplicada para evaluar el ajuste de los modelos de distribución Normal y Log Normal, la expresión frecuente para la prueba Chi Cuadrado está representada por:

$$X_c^2 = \sum_{i=1}^k \frac{(\theta_i - e_i)^2}{e_i}$$

Donde:

X_c^2 : valor calculado de Chi cuadrado a partir de los datos

θ_i : número observado de eventos en intervalo de clase “i”

e_i : número de valores esperados en intervalo de clase “i”

k: cantidad de intervalos de clase

El valor teórico de Chi Cuadrado (X_t^2) es obtenido de la tabla de distribución del Chi Cuadrado, se considera:

- Nivel de significación: α_s (generalmente se considera $\alpha_s = 5\%$)
- Grados de libertad: $k - h - 1$. Donde $h = 2$ (Distribución Normal, Log Normal)

Criterio para decidir si la serie de datos se ajusta o no a la distribución de probabilidad para el nivel de significación considerado:

Si: $X_c^2 \leq X_t^2$: El registro de datos se ajusta

Si: $X_c^2 > X_t^2$: El registro de datos no se ajusta

2.1.2. Prueba de Bondad de Ajuste Kolmogorov - Smirnov

Evalúa la bondad de ajuste de las distribuciones y también permite la elección de la distribución de probabilidad que mejor se ajusta, esta prueba de bondad de ajuste, a diferencia de la prueba de Chi Cuadrado, es aplicable a todas las distribuciones de probabilidad, mencionadas en el subcapítulo 2.1. (MTC, 2011)

Para la prueba se compara el máximo valor absoluto de la diferencia entre la función de distribución de probabilidad observada (Δ_C) y el valor teórico (Δ_t) obtenido de la tabla N° 1.

$$\Delta_C = \max|F(Q) - P(Q)|$$

Donde:

Δ_C : Estadístico de Smirnov calculado

F(Q): Función de distribución de probabilidad de ajuste

P(Q): Función de distribución de probabilidad observada

$$P(Q) = 1 - \frac{m}{N + 1}$$

El valor crítico Δ_t para la prueba de Kolmogorov – Smirnov, se obtiene del cuadro N° 1, en función al nivel de significancia y número de datos.

Cuadro N° 1. Valores de Δ_t .

Fuente: Aparicio Mijares, F. J. (1989). "Fundamentos de Hidrología de Superficie".

N	α_s : Nivel de Significancia			
	0.20	0.10	0.05	0.01
5	0.45	0.51	0.56	0.67
10	0.32	0.37	0.41	0.49
15	0.27	0.30	0.34	0.40
20	0.23	0.26	0.29	0.36
25	0.21	0.24	0.27	0.32
30	0.19	0.22	0.24	0.29
35	0.18	0.20	0.23	0.27
40	0.17	0.19	0.21	0.25
45	0.16	0.18	0.20	0.24
50	0.15	0.17	0.19	0.23
> 50	$\frac{1.07}{\sqrt{N}}$	$\frac{1.22}{\sqrt{N}}$	$\frac{1.36}{\sqrt{N}}$	$\frac{1.63}{\sqrt{N}}$

2.3. PARÁMETROS FÍSICOS DE UNA CUENCA

De acuerdo a la publicación *Morfología de Cuencas Hidrográficas*, presentada por Ibañez Asensio, Sara, Moreno Ramón, Héctor y Gisbert Blanquer, Juan, durante el año 2011, los parámetros físicos de una cuenca constituyen parámetros capaces de identificar una cuenca de acuerdo a sus características geomorfológicas, en la figura N° 1 se muestra el esquema general de una cuenca y sus principales parámetros físicos.

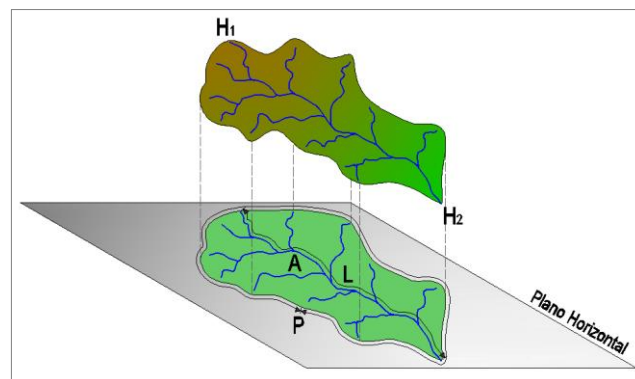


Figura N° 1. Esquema de una cuenca hidrográfica y su respectiva proyección en el plano horizontal.

VARIABLES:

- A: área de la cuenca (km²)
- P: perímetro de la cuenca (km)
- H₁: altitud máxima (msnm)
- H₂: altitud mínima (msnm)
- L: longitud del cauce principal (km)
- S: pendiente media del canal. $S = (H_1 - H_2) / L$

2.3.1. Área de la cuenca (A)

El área de la cuenca está representada por la proyección de la región delimitada por la cuenca en un plano horizontal, su valor por lo general está expresado en km².

2.3.2. Perímetro de la cuenca (P):

El perímetro está representado por la medida de la longitud del contorno de la región delimitada por la línea divisoria de aguas proyectada en un plano horizontal, por lo general su valor se expresa en km.

2.3.3. Índice de Compacidad o Índice de Gravelius (K_C)

Indica la relación existente entre el perímetro de la cuenca y el perímetro de un círculo que numéricamente tiene la misma área de la cuenca.

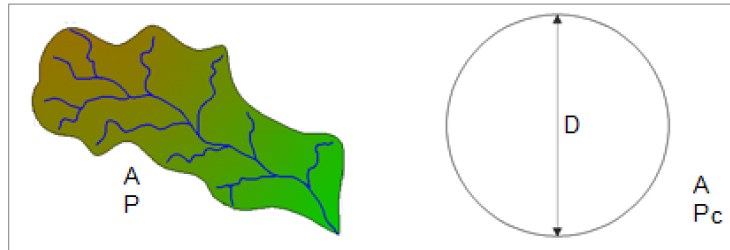


Figura N° 2. Relación área y perímetro del índice e compacidad.

$$K_C = \frac{P}{P_C}$$

Sabemos que el perímetro de un círculo es: $P_C = 2 \cdot \pi \cdot R = \pi \cdot D$

El área del círculo está expresada por: $A_C = \pi \cdot R^2 = \pi \cdot D^2/4$

Entonces el diámetro en función al área del círculo será: $D = 2 \cdot \sqrt{A_C/\pi}$

Reemplazando en la expresión del perímetro del círculo: $P_C = 2 \cdot \sqrt{\pi \cdot A_C}$

En la definición del Índice de Compacidad se menciona que: $A = A_C$

Entonces, finalmente reemplazando se tiene:

$$K_C = \frac{P}{2 \cdot \sqrt{\pi \cdot A}}$$

Valores de $K_C \approx 1$ expresan crecidas más violentas debido a que el recorrido del agua es menor en comparación a cuencas de formas alargadas.

2.3.4. Factor de Forma (F_f)

Indica la correspondencia entre el ancho medio de la cuenca (B) y la longitud (L) de la cuenca medida desde la desembocadura hasta el punto más alejado, considerando la trayectoria del cauce más largo de la cuenca.

$$F_f = \frac{B}{L}$$

Ya se había definido el ancho medio de la cuenca, entonces: $A = B \cdot L$

Finalmente tenemos:

$$F_f = \frac{A}{L^2}$$

2.3.5. Pendiente media de la cuenca (S_c)

Se va a usar el Criterio del Rectángulo Equivalente, donde se establece la igualdad entre el área y perímetro de la cuenca analizada respecto a un rectángulo.

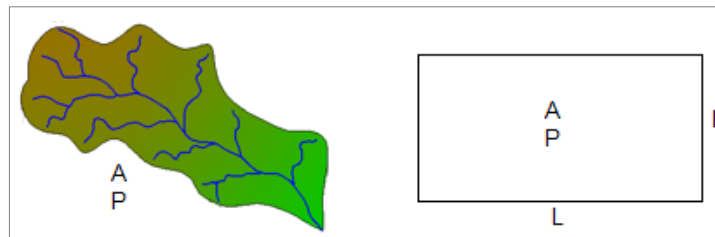


Figura N° 3. Relación área y perímetro de la pendiente media de la cuenca.

Del rectángulo tenemos: $A_R = L_R \cdot l_R$ y $P_R = 2 \cdot (L_R + l_R)$

De la expresión del Índice de Compacidad: $P = K_C \cdot 2 \cdot \sqrt{\pi \cdot A}$

De la definición se cumple que: $A = A_R$ y $P = P_R$

Reemplazando: $A = A_R = L_R \cdot l_R$ entonces, $L_R + l_R = K_C \cdot \sqrt{\pi \cdot A}$

Resolviendo se tiene: $L = \frac{\sqrt{\pi \cdot A}}{2} \cdot \left[K_C + \sqrt{K_C^2 - \frac{4}{\pi}} \right]$

Finalmente tenemos:

$$S_c = \frac{H}{L}$$

2.3.6. Pendiente media del cauce principal (S_m)

La pendiente media del cauce principal es la relación entre la diferencia de niveles, expresada por la cota más alta del cauce principal y la cota mínima ubicada en el punto de drenaje, y la longitud del cauce.

$$S_m = \frac{\Delta Z}{L}$$

2.4. DETERMINACIÓN DE LA TORMENTA DE DISEÑO

Estimar la tormenta de diseño, representanta el primer paso en el estudio hidrológico, los diferentes valores de precipitación asociados a un periodo de retorno son usados para determinar los caudales de diseño a través de métodos que involucran una transformación lluvia-escorrentía, a continuación, se muestran algunos parámetros considerados de importancia para el referido cálculo. (MTC, 2012)

2.4.1. Tiempo de Concentración (t_c)

Es el tiempo requerido por una gota para llegar desde la divisoria de aguas más alejada de la cuenca a la desembocadura de la misma. (MTC, 2012)

Fórmulas para determinar el Tiempo de Concentración

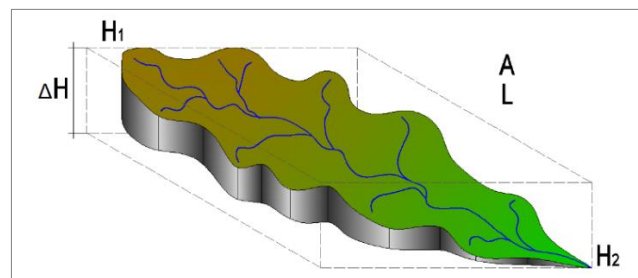


Figura N° 4. Esquema general de una cuenca y sus principales parámetros físicos.

Variables:

H_1 : altitud máxima

H_2 : altitud mínima

L: longitud del cauce principal proyectada en un plano horizontal

S: pendiente media del canal. $S = (H_1 - H_2) / L$

A: área de la cuenca proyectada en un plano horizontal

Fórmula de California Culvert Practice

Fórmula empleada para estimar el tiempo de concentración en cuencas situadas en regiones agrícolas, por generar resultados conservadores, la aplicación de la fórmula es utilizada para estimar caudales con el Método Racional, básicamente

se trata de la misma fórmula presentada por Kirpich, pero con se hace el uso de la diferencia de niveles en lugar de m pendiente media del cauce.

$$t_c = 60 \cdot \left[\frac{0.87075 \cdot L^3}{H} \right]^{0.385}$$

Donde:

t_c : tiempo de concentración (minutos)

L: longitud del canal desde la divisoria hasta la salida de la cuenca (km)

H: diferencia de niveles entre las cotas máxima y mínima (m)

Fórmula de Kirpich

Para determinar el coeficiente y exponentes de la fórmula establecida, se usó los resultados de cuencas agrícolas de los Estados Unidos, la fórmula es usada en cuencas de mediano tamaño, orientado a suelos cultivables y de considerable pendiente.

$$t_c = 3.97 \cdot L^{0.77} \cdot S^{-0.385}$$

Donde:

t_c : tiempo de concentración (minutos)

L: longitud del canal desde la divisoria hasta la salida de la cuenca (km)

S: pendiente media del canal (m/m)

Fórmula de Témez

Fórmula de gran uso en diferentes países, los resultados generados no son de carácter conservador por lo que usualmente es aplicado para investigaciones.

$$t_c = 0.3 \cdot \left(\frac{L}{S^{0.25}} \right)^{0.76}$$

Donde:

t_c : tiempo de concentración (horas)

L: longitud del canal desde la divisoria hasta la salida de la cuenca (km)

S: pendiente media del canal (m/m)

Fórmula de Bransby – Williams

Es una fórmula de extenso uso en diferentes países, para la realización del trabajo de investigación, se estudiaron múltiples descargas en aliviaderos de la India, los resultados fueron publicados en el Journal The Engineer en Londres.

$$t_c = 14.6 \cdot L \cdot A^{-0.1} \cdot S^{-0.2}$$

Donde:

t_c : tiempo de concentración (minutos)

L: longitud del canal desde la divisoria hasta la salida de la cuenca (km)

A: área de la cuenca (km²)

S: pendiente media del canal (m/m)

Fórmula del Servicio de Conservación de Suelos (Soil Conservation Service - SCS)

De acuerdo al Manual Nacional de Ingeniería, capítulo de hidrología, presentado por el Departamento de Agricultura de Los Estados Unidos, se conoce que la fórmula fue desarrollada por el ex Servicio de Conservación de Suelos de los Estados Unidos para suelos agrícolas, la limitación de este método es restringido a cuencas no mayores de 2000 Acres, que equivale a 10 km² aproximadamente, cuando se analicen cuencas con áreas mayores. (NRCS, 2010)

Se sugiere dividir la cuenca en regiones menores, tal que cumplan con la condición inicialmente planteada, además realizar el tránsito de flujos alcanzados en cuencas aguas arriba.

$$t_c = \frac{4.3611 \cdot L^{0.8} \cdot \left[\frac{1000}{CN} - 9 \right]^{0.7}}{1900 \cdot S^{0.5}}$$

Donde:

t_c : tiempo de concentración (horas)

L: longitud del cauce principal (m)

CN: número de curva del SCS

S: pendiente (%)

2.4.2. Curva Intensidad – Duración – Frecuencia (Curva IDF)

Frecuentemente no es posible disponer de registros históricos de caudales máximos instantáneos, por lo que se suele tomar registros de precipitación máxima y analizar los datos mediante cálculos estadísticos, con ello establecer una relación entre la intensidad de lluvia con su respectiva duración y periodo de retorno.

Método de Dick y Pescke

Existen métodos para estimar las curvas Intensidad – Duración – Frecuencia (también Periodo de Retorno), usualmente llamadas curvas IDF, el método de mayor uso es el desarrollado por Dick y Pescke, a través de un análisis de regresión lineal múltiple se logra establecer la relación de las variables mencionadas de acuerdo a la siguiente fórmula:

$$I = \frac{K \cdot T^m}{t^n}$$

Donde:

I: intensidad máxima (mm/h)

T: periodo de retorno (años)

t: duración de la precipitación (minutos)

K, m, n: constantes particulares de la zona analizada

Método de Hietograma de Diseño del SCS

El Servicio de Conservación de Suelos del Departamento de Agricultura de los Estados Unidos (1986), realizó el estudio de hietogramas sintéticos aplicados para tormentas con duraciones entre 6 y 24 horas en el territorio de los Estados Unidos, se estableció cuatro tormentas de 24 horas de duración, denominadas Tipo I, IA, II y III, es necesario mencionar que la selección del tipo corresponde a características propias de las zonas en las que se realizaron los estudio. (Chow, 1994)

Los valores y gráficos de las diferentes distribuciones de precipitaciones pueden apreciarse en el cuadro N° 2 y figura N° 5 respectivamente.

Cuadro N° 2. Distribución de precipitaciones tipo I, IA, II y III.

Fuente: Hidrología Aplicada, Chow Et Al (1994).

Hora t	Precipitación de 24 horas				
	P_T / P_{24}				
	t/24	Tipo I	Tipo IA	Tipo II	Tipo III
0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2.00	0.083	0.035	0.050	0.022	0.020
4.00	0.167	0.076	0.116	0.048	0.043
6.00	0.250	0.125	0.206	0.080	0.072
7.00	0.292	0.156	0.268	0.098	0.089
8.00	0.333	0.194	0.425	0.120	0.115
8.50	0.354	0.219	0.480	0.133	0.130
9.00	0.375	0.254	0.520	0.147	0.148
9.50	0.396	0.303	0.550	0.163	0.167
9.75	0.406	0.362	0.564	0.172	0.178
10.00	0.417	0.515	0.577	0.181	0.189
10.50	0.438	0.583	0.601	0.204	0.216
11.00	0.458	0.624	0.624	0.235	0.250
11.50	0.479	0.654	0.645	0.283	0.298
11.75	0.490	0.669	0.655	0.357	0.339
12.00	0.500	0.682	0.664	0.663	0.500
12.50	0.521	0.706	0.683	0.735	0.702
13.00	0.542	0.727	0.701	0.772	0.751
13.50	0.563	0.748	0.719	0.799	0.785
14.00	0.583	0.767	0.736	0.820	0.811
16.00	0.667	0.830	0.800	0.880	0.886
20.00	0.833	0.926	0.906	0.952	0.957
24.00	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000

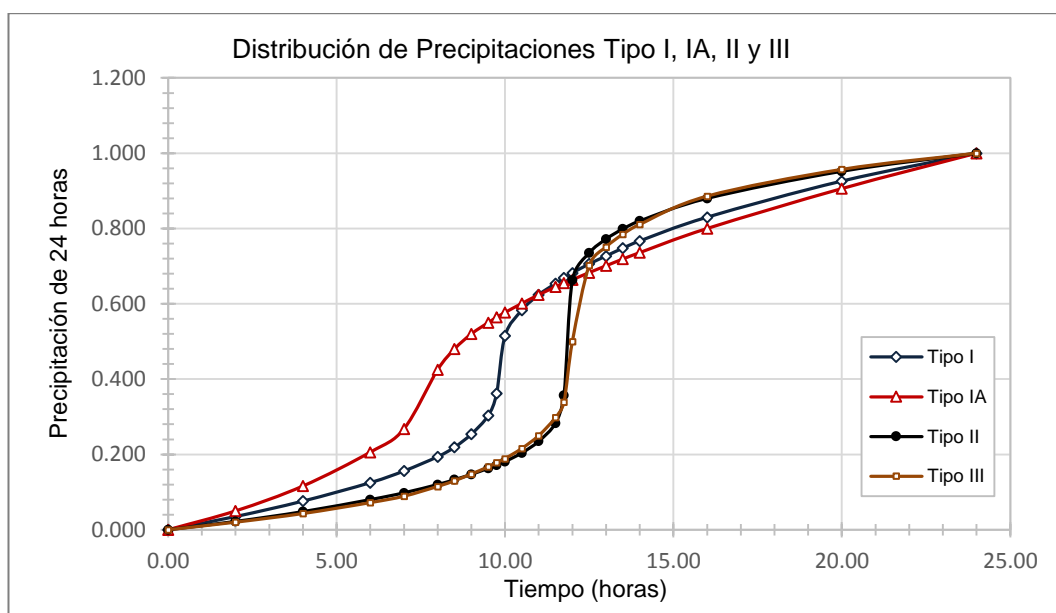


Figura N° 5. Distribución de precipitaciones tipo I, IA, II y III.

Fuente: Hidrología Aplicada, Chow Et Al (1994).

De acuerdo a la geografía de los Estados Unidos, se identificaron las siguientes características para la selección del tipo de distribución de precipitación:

- Las distribuciones de precipitación Tipo I y IA son aplicadas a regiones con clima marítimo del Pacífico, donde se verifica la predominancia húmeda de los inviernos son veranos secos.
- La distribución de precipitación Tipo III es aplicada al Golfo de México y las costas del Océano Atlántico, en estas zonas se registran la predominancia de tormentas tropicales donde se generan lluvias de 24 horas con gran intensidad.
- La distribución de precipitación Tipo II es aplicable a las demás zonas del país.

El desarrollo del método para poder determinar los hietogramas se efectúa mediante el ordenamiento de cada intervalo de tiempo de la tormenta elegida, se muestra como manera de ejemplo uno de los resultados obtenidos para las curvas Intensidad – Duración – Frecuencia para diferentes periodos de retorno, visibles en la figura N° 6, estas curvas fueron realizadas a partir de del análisis estadístico de los registros históricos de precipitación máxima en 24 horas de las estaciones consideradas y mencionadas en el subcapítulo 5.2. Análisis e la Precipitación Máxima.

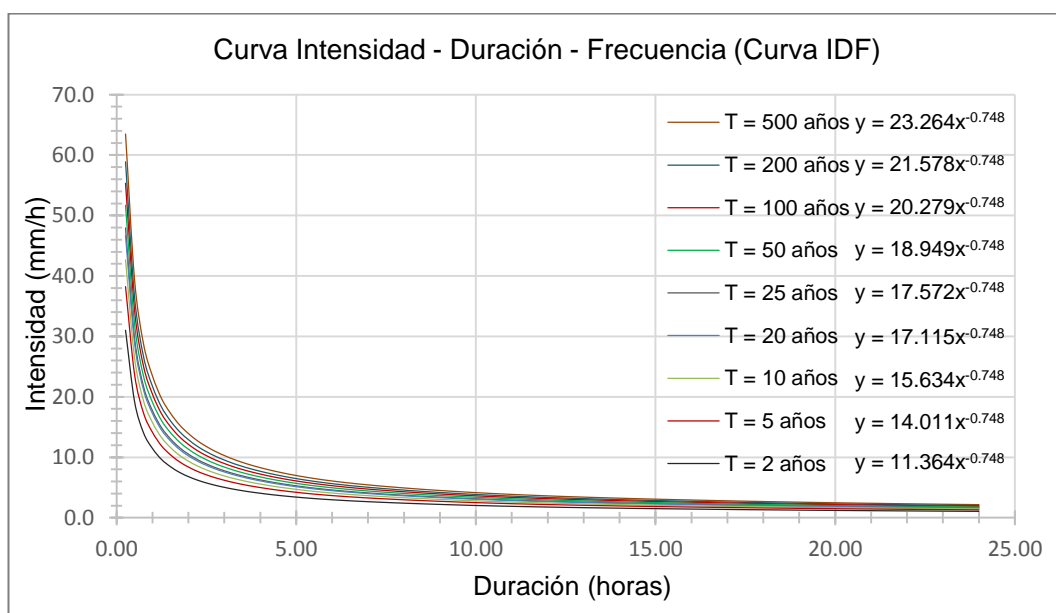


Figura N° 6. Curvas IDF para diversos periodos de retorno.

Fuente: Elaboración propia.

2.5. ESTIMACIÓN DE CAUDALES

Los caudales son estimados basándose en registros históricos de caudales máximos instantáneos y análisis estadísticos para determinar diferentes valores de caudal asociado a periodos de retorno de interés, por lo general se consideran y sugieren periodos de 2, 5, 10, 20, 50, 100 y 500 años. Sin embargo, ante la carencia de estos registros históricos, se debe usar los datos de precipitación y estimar el valor de escorrentía superficial a través de métodos de transformación lluvia – escorrentía.

Existen diferentes métodos para estimar el caudal, el más usado es el método racional, en el cual se obtiene el caudal a partir de la intensidad de precipitación, el área de la cuenca y el coeficiente de escorrentía, este método es limitado debido a que se aplica a cuencas menores a 10 km², así mismo existen otros métodos fundamentados en análisis de regionalización, el más importante del país corresponde al Estudio de Hidrología del Perú, realizado por el Instituto Ítalo-Latino Americano (IILA), Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (SENAMHI) y la Universidad Nacional de Ingeniería (UNI) en 1982, y existe también el estudio denominado Análisis Regional de las Avenidas en los Ríos del Perú, realizado por la Cooperación Energética Peruano – Alemana en 1979.

De acuerdo al estudioso Ven te Chow (1989), el hidrograma unitario, presentado por Sherman en el año 1932, representa una función de respuesta de un pulso unitario a un sistema hidrológico lineal, es definido como la escorrentía directa producida por una unidad de precipitación efectiva, generalmente 1 cm en el sistema internacional de unidades, donde una de las premisas fundamentales consiste en que la precipitación efectiva posee una intensidad constante en la duración efectiva.

2.5.1. Método Hidrograma Unitario Sintético de Snyder

Presentado por Chow (1994) en su libro “Hidrología Aplicada”, el método fue desarrollado en cuencas de los montes Apalaches de los Estados Unidos en el año 1938, se estudiaron cuencas con áreas entre 30 a 30,000 km², Snyder halló relaciones para determinadas características de un hidrograma unitario estándar, estas relaciones se muestran en la figura N° 7.

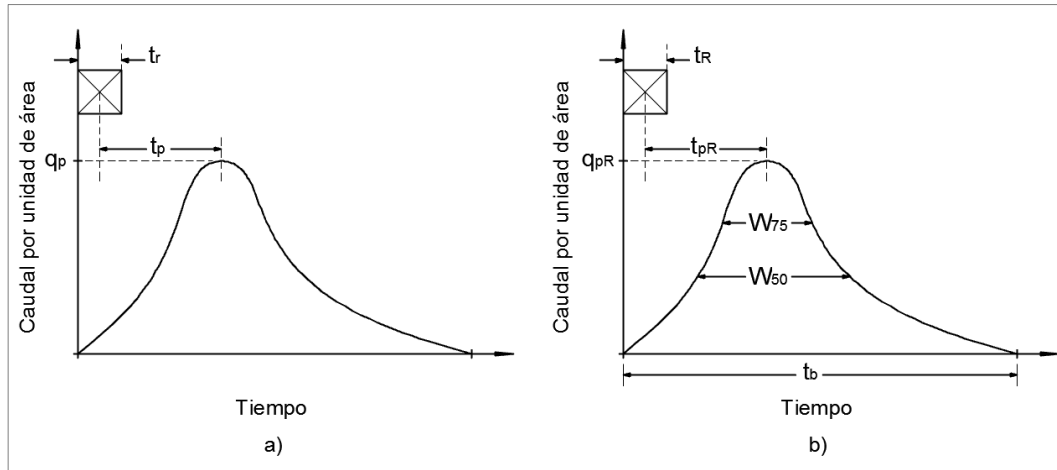


Figura N° 7. Hidrograma unitario sintético de Snyder. a) Hidrograma unitario estándar ($t_p=5.5 \cdot t_r$). b) Hidrograma unitario requerido ($t_p \neq 5.5 \cdot t_r$).

Fuente: Hidrología Aplicada, Chow Et Al (1994).

De acuerdo al método de Snyder, se define al hidrograma unitario estándar como aquel que relaciona la duración de la lluvia t_r con el retardo de cuenca t_p mediante:

$$t_p = 5.5 \cdot t_r$$

Se encontró para un hidrograma unitario estándar:

a) El retardo de cuenca es

$$t_p = C_1 \cdot C_t \cdot (L \cdot L_c)^{0.3}$$

Donde:

t_p : tiempo de retardo, en horas

C_1 : constante que depende de sistema de unidades, 0.75 en S.I.

C_t : parámetro de la cuenca

L : longitud del curso principal, en km

L_c : longitud del curso desde el centro de gravedad (CG) a la salida, en km

b) Se expresa el caudal pico por cada unidad de área de drenaje (en $m^3/s \cdot km^2$), mediante la siguiente expresión:

$$q_p = \frac{C_2 \cdot C_p}{t_p}$$

Donde:

- q_p : caudal pico por unidad de área por unidad de lluvia
- C_2 : constante que depende de sistema de unidades, 2.75 en S.I.
- C_p : parámetro de la cuenca
- t_p : retardo de la cuenca, en horas

Si t_{pR} y $5.5t_R$ son demasiado diferentes, el retardo de la cuenca estándar será:

$$t_p = t_{pR} + \frac{t_r - t_R}{4}$$

- c) El caudal pico q_P y el caudal pico por unidad de drenaje q_{pR} se relacionan mediante la siguiente expresión:

$$q_{pR} = \frac{q_p \cdot t_p}{t_{pR}}$$

- d) El tiempo base t_b , expresado en horas, se calcula considerando que el área bajo el hidrograma unitario semeja a la escorrentía de 1 cm, además considerando el hidrograma unitario de forma triangular, es posible calcular su valor mediante:

$$t_b = \frac{C_3}{q_{pR}}$$

Donde $C_3 = 5.56$ en el sistema internacional de unidades.

El ancho del hidrograma unitario, expresado en horas, equivalente a cierto porcentaje del caudal pico puede calcularse mediante la siguiente expresión:

$$W = C_w \cdot q_{pR}^{-1.08}$$

Donde C_w es igual a 1.22 para un ancho del 75 % y 2.14 para un ancho del 50 % en el sistema internacional de unidades.

2.5.2. Método Hidrograma Unitario Adimensional del SCS

Se trata de un hidrograma unitario sintético, donde el caudal es una relación del caudal y el caudal pico (q/q_P) y el tiempo está expresado por la relación del tiempo respecto al tiempo de ocurrencia del pico (t/t_P) tal como se puede verificar en la

figura N° 8.a, donde se ve el esquema del hidrograma adimensional, en la figura N° 8.b se muestra los parámetros q_p y t_p en el que pueden ser estimados de acuerdo a un modelo simplificado del de un hidrograma unitario triangular, las unidades del tiempo y caudal son horas y m^3/s , respectivamente.

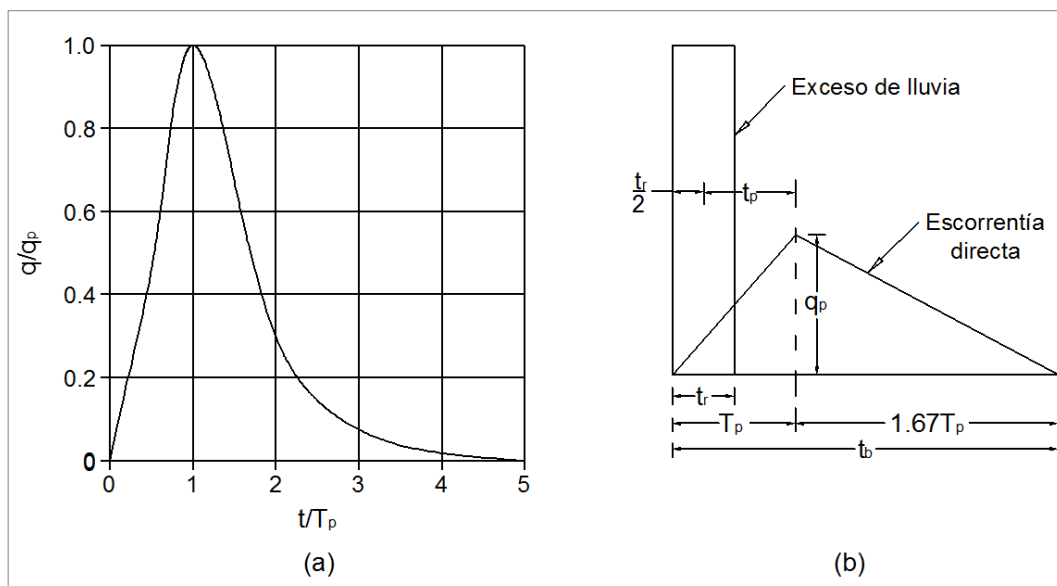


Figura N° 8. Hidrogramas unitarios sintéticos del Soil Conservation Service. (a) Hidrograma adimensional y (b) hidrograma unitario triangular.

Fuente: Hidrología Aplicada, Ven Te Chow, David R. Maidment, Larry W. Mays.1994.

El SCS sugiere aproximar el tiempo de recesión a $1.67T_p$, además, debido a que el área bajo el hidrograma unitario es igual a 1 cm de escorrentía directa, es posible demostrar:

$$q_p = \frac{C \cdot A}{T_p}$$

Donde $C = 2.08$ en el S.I. y A el área de drenaje se expresada en km^2 .

De acuerdo a estudios de hidrogramas unitarios en múltiples cuencas, el tiempo de retardo puede aproximarse mediante $t_p \approx 0.6t_c$, donde t_c es el tiempo de concentración y el tiempo pico T_p puede expresarse mediante:

$$T_p = \frac{t_r}{2} + t_p$$

2.6. SOCAVACIÓN

En términos generales podemos expresar la socavación como la degradación de un cauce, producto de la remoción de las partículas que conforman el lecho fluvial, pudiendo ser general o local.

2.6.1. Socavación General

2.6.2.1. Socavación General Método de Lischtván - Levediev

La socavación general es provocada por la alteración del equilibrio de las partículas de fondo, cuando se presenta la avenida las condiciones varían, provocando el aumento de velocidad y con ello el incremento de la capacidad de arrastre, lo que degrada sistemáticamente el fondo del cauce. Para la aplicación del método presentado por Lischtván – Levediev, es necesario clasificar el río de acuerdo a las partículas del cauce en suelos cohesivos y no cohesivos.

Para la metodología del cálculo de la socavación, se empleó el procedimiento mostrado en el libro Mecánica de Suelos III, del autor Eulalio Juárez Badillo.

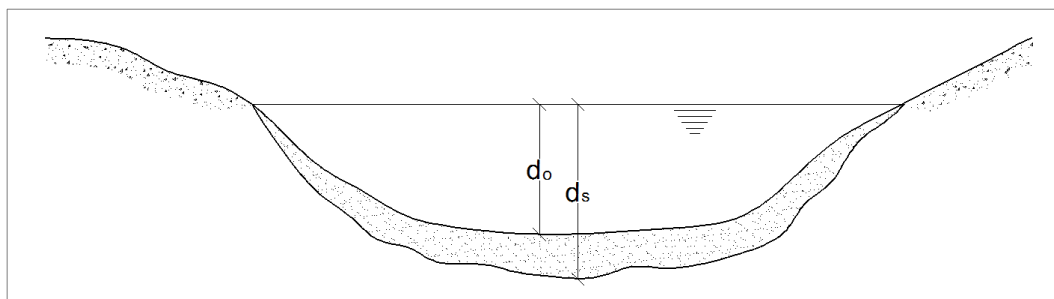


Figura N° 9. Profundidad de socavación general máxima.

La profundidad de socavación está dada por la siguiente expresión:

$$P_{soc} = d_s - d_o$$

A continuación, se muestra la descripción de los parámetros usados para el cálculo de la profundidad de socavación:

Socavación General para Suelos Cohesivos en Cauces Definidos

$$ds = \left[\frac{\alpha \cdot (d_0)^{5/3}}{0.60 \cdot \gamma_s^{1.18} \cdot \beta} \right]^{1/(1+X)}$$

Socavación General para Suelos No Cohesivos en Cauces Definidos

$$ds = \left[\frac{\rho \cdot (d_0)^{5/3}}{0.68 \cdot D_m^{0.28} \cdot \beta} \right]^{1/(1+X)}$$

Donde:

d_s : tirante después de producirse la socavación (m)

ρ : coeficiente calculado para socavación

d_0 : tirante de socavación (m)

D_m : diámetro medio (mm)

β : coeficiente que depende del T_R (ver cuadro N° 3)

X : es exponente que depende de:

γ_s : Para suelos finos, cohesivos (ver cuadro N° 4)

D_m : Para suelos granulares, no cohesivos (ver cuadro N° 5)

$$\alpha = \frac{Q_d}{d_m^{5/3} \cdot B_e \cdot \mu}$$

Donde:

Q_d : caudal del río (m^3/s)

d_m : tirante medio A / B_e (m)

B_e : ancho efectivo de la sección sin obstáculos (m)

μ : coeficiente de contracción (ver cuadro N° 6)

Cuadro N° 3. Valores del coeficiente beta (β) de acuerdo al periodo de retorno.

Fuente: Mecánica de Suelos Tomo III. Eulalio Juárez Badillo y Alfonso Rico Rodríguez (1974).

Probabilidad anual (en %) de que se presente el gasto de diseño	Periodo de Retorno (años)	Coficiente β
100	1.00	0.77
50	2.00	0.82
20	5.00	0.86
10	10.00	0.90
5	20.00	0.94
2	50.00	0.97
1	100.00	1.00
0.3	333.33	1.03
0.2	500.00	1.05
0.1	1000.00	1.07

Cuadro N° 4. Valores de X para suelos cohesivos en función del peso específico del material del cauce (γ_s).

Fuente: Juárez Badillo, E. y Rico Rodríguez, A. (1974). "Mecánica de Suelos, Tomo III".

γ_s (ton/m ³)	X	1 / (1+X)	γ_s (ton /m ³)	X	1 / (1+X)	γ_s (ton /m ³)	X	1 / (1+X)
0.8	0.52	0.66	1.04	0.43	0.70	1.46	0.34	0.75
0.83	0.51	0.66	1.08	0.42	0.70	1.52	0.33	0.75
0.86	0.5	0.67	1.12	0.41	0.71	1.58	0.32	0.76
0.88	0.49	0.67	1.16	0.4	0.71	1.64	0.31	0.76
0.9	0.48	0.68	1.2	0.39	0.72	1.71	0.3	0.77
0.93	0.47	0.68	1.24	0.38	0.72	1.8	0.29	0.78
0.96	0.46	0.68	1.28	0.37	0.73	1.89	0.28	0.78
0.98	0.45	0.69	1.34	0.36	0.74	2	0.27	0.79
1	0.44	0.69	1.4	0.35	0.74			

Cuadro N° 5. Valores de X para suelos no cohesivos en función del diámetro medio del material del cauce (D_m).

Fuente: Juárez Badillo, E. y Rico Rodríguez, A. (1974). "Mecánica de Suelos, Tomo III".

D_m (mm)	X	1 / (1+X)	D_m (mm)	X	1 / (1+X)	D_m (mm)	X	1 / (1+X)
0.05	0.43	0.70	10	0.34	0.75	250	0.25	0.80
0.15	0.42	0.70	15	0.33	0.75	310	0.24	0.81
0.5	0.41	0.71	20	0.32	0.76	370	0.23	0.81
1	0.4	0.71	25	0.31	0.76	450	0.22	0.82
1.5	0.39	0.72	40	0.3	0.77	570	0.21	0.83
2.5	0.38	0.72	60	0.29	0.78	750	0.2	0.83
4	0.37	0.73	90	0.28	0.78	1000	0.19	0.84
6	0.36	0.74	140	0.27	0.79			
8	0.35	0.74	190	0.26	0.79			

Cuadro N° 6. Valores del coeficiente de contracción (μ).

Fuente: Juárez Badillo, E. y Rico Rodríguez, A. (1974). "Mecánica de Suelos, Tomo III".

V (m/s)	Luz libre (longitud libre entre dos pilas - claro) - (m)												
	10	13	16	18	21	25	30	42	52	63	106	124	200
Factor de corrección por contracción del cauce: μ													
< 1.0	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.0	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.5	0.94	0.96	0.97	0.97	0.97	0.95	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00
2.0	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.97	0.95	0.95	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00
2.5	0.90	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00
3.0	0.89	0.91	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
3.5	0.87	0.90	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
> 4.0	0.85	0.89	0.91	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99

CAPÍTULO III: MATERIALES Y MÉTODOS DE CONTROL

3.1. ENROCADO DE PROTECCIÓN

Los enrocados de protección constituyen un método de protección de taludes naturales u obras de ingeniería, el recurso principal es la piedra de diferentes diámetros considerando una de tamaño representativo, en cauces fluviales su función es evitar los efectos erosivos producidos por el agua en las riberas, las características principales son su menor costo frente a otros métodos de control de erosión, además el material de empleo generalmente se encuentra en la zona.

La metodología para determinar el diámetro de la piedra estable (D_{50}) está fundamentada en la Tesis para Optar el Grado de Maestro en Ciencias con Mención en Ingeniería Hidráulica, elaborada por el M.Sc. Jaime Casafranca Medina, denominada "Control de Erosión de Riberas Mediante Enrocados en el Manejo de Cuencas" (2005), la cual fue desarrollada en la unidad de Posgrado de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de Ingeniería, en la que desarrolla y compara diferentes metodologías de cálculo, se recomienda el mencionado texto para un estudio más profundo acerca de enrocados, también se emplearon los textos: "River Engineering for Highway Encroachments" (FHWA NHI, 2001) y "Technical Supplement 14C, Stone Sizing Criteria National Engineering Handbook" (NRCS, 2007).

A continuación, se presentan los métodos empleados para la evaluación de los enrocados en el presente documento.

- Método de la Asociación Americana de Ingenieros Civiles (American Society of Civil Engineers - ASCE)
- Método del Departamento de Recuperación de Tierras (United States Bureau of Reclamation - USBR)
- Método de la Administración Federal de Carreteras de los Estados Unidos (Federal Highway Administration - FHWA)
- Método del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos (United States Army Corps of Engineers - USACE)
- Método de Diseño del Factor de Estabilidad
- Método de Estabilidad de Momentos

3.1.1. Método de la Asociación Americana de Ingenieros Civiles (American Society of Civil Engineers - ASCE)

La Sociedad Americana de Ingenieros Civiles es una institución fundada el año 1852, es la sociedad ingenieril más antigua de los Estados Unidos; durante la década de los años 70, la ASCE ejecutó estudios de protección de riberas a través del Comité de Ingeniería de Sedimentación, el método consiste en una adaptación de la fórmula de Isbach para la construcción de presas, propuesta en el año 1935. (Casafranca, 2005)

La expresión modificada y las demás consideraciones se muestran a continuación:

$$W_p = \frac{0.000041 \cdot S_s \cdot V^6}{(S_s - 1)^3 \cdot \text{Cos}^3 \theta}$$

Donde:

W_p : peso de la piedra (kg)

S_s : gravedad específica de material

V : velocidad normalmente tomada a 3 m de la orilla o velocidad media (m/s)

θ : ángulo del talud con la ribera

$$W_p = \frac{\pi \cdot \gamma_s \cdot D_{50}^3}{6}$$

Igualando las ecuaciones anteriormente mostradas, obtenemos:

$$D_{50} = \frac{0.347 \cdot V^2}{(S_s - 1) \cdot g \cdot \text{Cos} \theta}$$

Limitaciones:

- Los tirantes no excederán de 12 m y de preferencia menor que 9 m.
- El ángulo de impacto del flujo no debe ser mayor a 30°.
- Para pendientes suaves de cauce, hasta 5 %.
- Para flujos en régimen subcrítico.

3.1.2. Método del Departamento de Recuperación de Tierras de los Estados Unidos (United States Bureau of Reclamation - USBR)

Este método de energía fue desarrollado por el Departamento de Recuperación de Tierras de los Estados Unidos (USBR) y fue empleado para dimensionar el tamaño del enrocado. Se ejecutó empíricamente utilizando la instalación de once prototipos con velocidades que van desde 1.0 pie/s a 20 pie/s, equivalente a velocidades que van desde 0.30 m/s hasta 6.1 m/s. (NRCS, 2007)

La fórmula usada es:

$$D_{50} = 0.0122 \cdot V^{2.06}$$

Donde:

D_{50} : diámetro medio de piedra (pie)

V: velocidad promedio en el canal (pie/s)

3.1.3. Método de la Administración Federal de Carreteras de los Estados Unidos (Federal Highway Administration - FHWA)

Los investigadores Scott A. Brown y Eric S. Clyde, a través de la Administración Federal de Carreteras de los Estados Unidos, presentaron una metodología para el cálculo del diámetro medio en el año 1989, publicación presentada con el nombre de Diseño de Revestimiento con Enrocado basado en la evaluación de terraplenes para carreteras y estribos en puentes desde la década de 1970. La metodología se fundamenta en la teoría de la fuerza tractiva, método considerado académicamente correcto, además el uso de la velocidad promedio es mejor recibida en el campo de la ingeniería civil.

La fórmula para calcular el diámetro de piedra estable (D_{50}) considera un flujo uniforme y también gradualmente variado, se realizaron diferentes mediciones en ríos de los Estados Unidos, la calibración fue realizada por el Servicio Geológico de los Estados Unidos (United States Geological Survey – USGS). (Brown, 1989)

$$D_{50} = 0.00594 \cdot \frac{C \cdot V^3}{y^{0.5} \cdot K_1^{1.5}}$$

$$C_R = 1.61 \cdot \left[\frac{FS}{S_s - 1} \right]^{1.5}$$

$$K_1 = \left[1 - \frac{\text{Sen}^2 \theta}{\text{Sen}^2 \phi} \right]^{0.5}$$

Donde:

V: velocidad promedio del cauce principal (m/s)

C_R : coeficiente de corrección de estabilidad y de tamaño de piedra

S_s : peso específico relativo

FS: factor de seguridad ($C = 1$, si: $S_s = 2.65$ y $FS = 1.2$)

K_1 : coeficiente de corrección del talud

θ : ángulo de la ribera con la horizontal

ϕ : ángulo de reposo del enrocado

Limitaciones:

- Para tirantes comprendidos entre 1.4 m y 15 m
- Para velocidades promedio entre 1 m/s y 5 m/s

3.1.4. Método del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos (United States Army Corps of Engineers - USACE)

El presente método se desarrolla en el texto "River Engineering for Highway Encroachments" (FHWA NHI, 2001), también es conocido como el método de Maynard, propuesto en el año 1988, posteriormente presentado por el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos en el año 1991.

Este método depende de la velocidad local de tirante medio y calibrado mediante resultados experimentales realizados en diferentes ríos de los Estados Unidos por el Servicio Geológico de los Estados Unidos USGS. (Casafranca, 2005)

A continuación, se presenta la fórmula empleada por el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos.

$$D_{30} = FS \cdot C_s \cdot C_v \cdot C_T \cdot Y \cdot \left[\left(\frac{\gamma}{\gamma_s - \gamma} \right)^{1/2} \cdot \frac{V}{(K_1 \cdot g \cdot Y)^{1/2}} \right]^{2.5}$$

Donde:

D_{30} : tamaño de piedra donde el 30 % es más fino en peso (m)

FS: factor de seguridad (se considera un valor mínimo de 1.1)

C_s : coeficiente de estabilidad para falla inicial ($D_{85}/D_{15} = 1.7$ a 5.2)

$C_s = 0.30$ para rocas de forma angular

$C_s = 0.36$ para rocas de forma redondeada

C_v : coeficiente de distribución vertical de velocidades

$C_v = 1.0$ para cauces rectos, interior de curvas

$C_v = 1.283 - 0.2 \log (R/B)$ para exterior de curvas, 1 para $R/B > 26$

$C_v = 1.25$ aguas debajo de estructuras de concreto, extremo de diques y espigones

C_T : Coeficiente de espesor

$C_T = 1.0$ para espesores = $1 D_{100}$ o $2 D_{50}$

Y: tirante local del flujo (m)

γ : peso específico del agua (kg/m^3)

γ_s : peso específico del material (kg/m^3)

V: velocidad local de tirante medio, V_{ss} : para el talud del enrocado (m/s)

K_1 : factor de corrección del talud, depende de θ y ϕ

g: aceleración de la gravedad ($g = 9.81 \text{ m/s}^2$)

Donde:

$$K_1 = \left[1 - \frac{\text{Sen}^2 \theta}{\text{Sen}^2 \phi} \right]^{0.5}$$

Limitaciones:

- Para pendientes no mayores a 6%.
- Para tirantes de agua no mayores de 1.20 m.
- Para velocidades locales no mayores de 3.80 m/s.

3.1.5. Método de Diseño del Factor de Estabilidad

El método se presenta en la publicación denominada "River Engineering for Highway Encroachments", presentado el año 2001 por el Instituto Nacional de Carreteras (NHI) y la Administración Federal de Carreteras (FHWA), del

Departamento de Transporte de los Estados Unidos, el cual consiste en un diseño simplificado para los enrocados.

A continuación, se muestra la metodología para su aplicación:

S_m es la relación de la tangente del ángulo de reposo del material y la tangente del ángulo de inclinación del talud.

$$S_m = \frac{\text{Tan}\phi}{\text{Tan}\theta}$$

El número de estabilidad depende del parámetro S_m y el factor de seguridad de diseño.

$$\eta = \frac{S_m^2 - (FS)^2}{(FS) \cdot S_m^2} \cdot \text{Cos}\theta$$

El esfuerzo cortante local depende del peso específico del agua, tirante local del flujo y la pendiente.

$$\tau_o = \gamma_w \cdot y \cdot S$$

Finalmente, el diámetro de piedra estable se calcula con la fórmula mostrada a continuación, que depende del esfuerzo cortante local, la gravedad específica del material, peso específico del agua y el número de estabilidad.

$$D_m = \frac{21 \cdot \tau_o}{(G_s - 1) \cdot \gamma \cdot \eta}$$

3.1.6. Método de Estabilidad de Momentos

El presente método de estabilidad de momentos no considera las fluctuaciones de velocidad, el método consiste en la aplicación de cálculos iterativos, donde se requiere los valores de la pendiente y tirante del flujo para calcular el esfuerzo cortante, inicialmente se asigna un determinado valor de factor de seguridad, el cálculo finaliza cuando se obtiene el diámetro de piedra estable asociado al deseado valor para el factor de seguridad calculado. (Casafranca, 2005)

La secuencia de fórmulas empleadas en el método se muestra a continuación:

El esfuerzo de corte crítico (τ_{cr} en kg/m^2), es el esfuerzo aplicado en las orillas.

K_1 es el coeficiente de corrección del talud

$$K_1 = \left[1 - \frac{\text{Sen}^2 \theta}{\text{Sen}^2 \phi} \right]^{0.5}$$

Donde:

θ : ángulo de la ribera con la horizontal

ϕ : ángulo de reposo del material de enrocado

$$\tau_{crb} = \tau_{cr} \cdot K_1$$

Donde τ_{crb} es el esfuerzo cortante crítico en el talud

$$\eta = \frac{21 \cdot \tau_{crb}}{(S_s - 1) \cdot \gamma \cdot D_s}$$

Donde:

η : número de estabilidad

D_s : diámetro de piedra estable (D_{50})

Seguidamente se procede a calcular el ángulo β entre la componente del peso en dirección del talud y la componente de la fuerza ejercida por la componente de la velocidad:

$$\beta = \text{Tan}^{-1} \left(\frac{\eta \cdot \text{Tan} \phi}{2 \cdot \text{Sen} \theta} \right)$$

También se calcula el número de estabilidad corregido η' :

$$\eta' = \eta \cdot \left(\frac{1 + \text{Sen} \beta}{2} \right)$$

Finalmente se calcula el factor de seguridad FS:

$$FS = \frac{\text{Cos} \theta \cdot \text{Tan} \phi}{\eta' \cdot \text{Tan} \phi + \text{Sen} \theta \cdot \text{Cos} \beta}$$

Proceso iterativo culmina cuando se obtenga el factor de seguridad requerido.

3.2. GAVIONES

Los gaviones son estructuras prismáticas rectangulares con mallas metálicas hexagonales en las zonas laterales. Estas mallas son hechas de alambre galvanizado reforzado, estas estructuras son rellenas con piedras, una de las características principales es que el material de relleno proviene de canteras cercanas o por lo general son recursos que se encuentran in situ.

Para el análisis de estabilidad de muros gaviones se empleó el Manual Técnico de Obras de Contención, desarrollado por el Dr. Pérsio Leister Almeida Barros (2010) y publicado por departamento de investigación de la empresa Maccaferri.

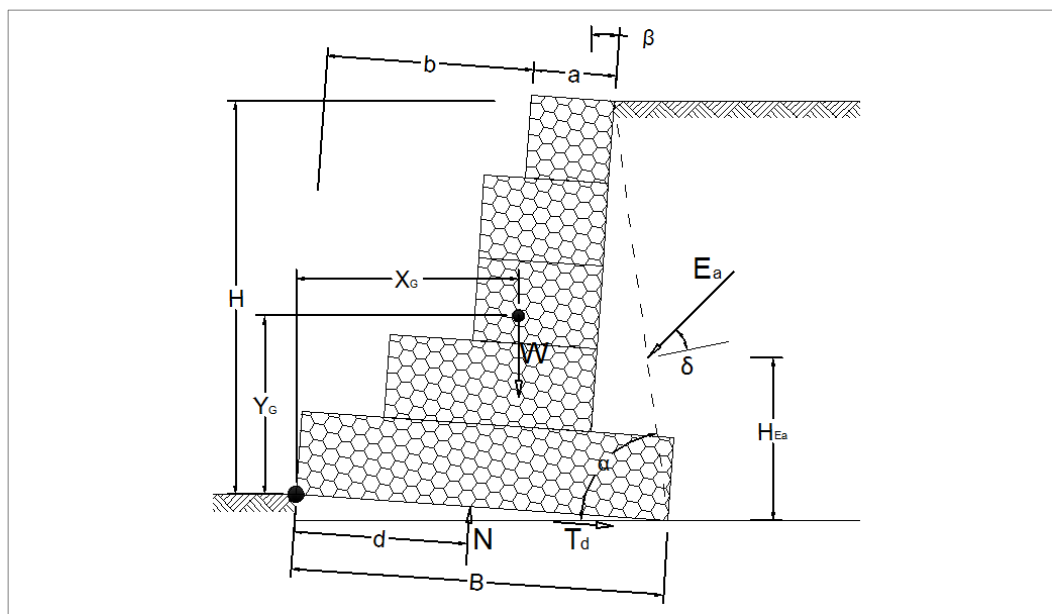


Figura N° 10. Esquema de fuerzas actuantes sobre el muro gavión.

Cálculo de la superficie de aplicación del empuje activo

El ángulo comprendido entre el plano horizontal y el plano de aplicación del empuje activo está definido como: " α "

$$\alpha = \text{arcTan}\left(\frac{h}{B - b - a}\right) + \beta$$

La altura total " H " de la estructura considerando la rotación está dada por:

$$H = \frac{h \cdot \text{Sen}(\alpha)}{\text{Sen}(\alpha - \beta)}$$

Cálculo del empuje activo "E_a"

El empuje activo puede ser determinado por la Teoría de Coulomb siempre y cuando se cumplan ciertas condiciones suficientes para el empleo de dicha teoría, estas condiciones son:

- Presencia de suelo homogéneo.
- Se verifica una superficie superior plana.
- Aplicado a suelos no cohesivos.
- El nivel freático se encuentra bajo el plano de la base.
- No hay presencia de sobrecargas irregulares sobre la superficie superior.

Si se cumplen las condiciones mencionadas es posible calcular el valor del empuje activo mediante la siguiente expresión:

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_a$$

Donde:

$$K_a = \frac{\text{Sen}^2(\alpha + \phi)}{\text{Sen}^2\alpha \cdot \text{Sen}(\alpha - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\text{Sen}(\phi + \delta) \cdot \text{Sen}(\phi - i)}{\text{Sen}(\alpha - \delta) \cdot \text{Sen}(\alpha + i)}} \right]^2}$$

De otra manera, el cálculo del empuje activo estaría dado mediante la siguiente expresión:

$$E_a = P \cdot \frac{\text{Sen}(\rho - \phi)}{\text{Sen}(\alpha + \rho - \phi - \delta)}$$

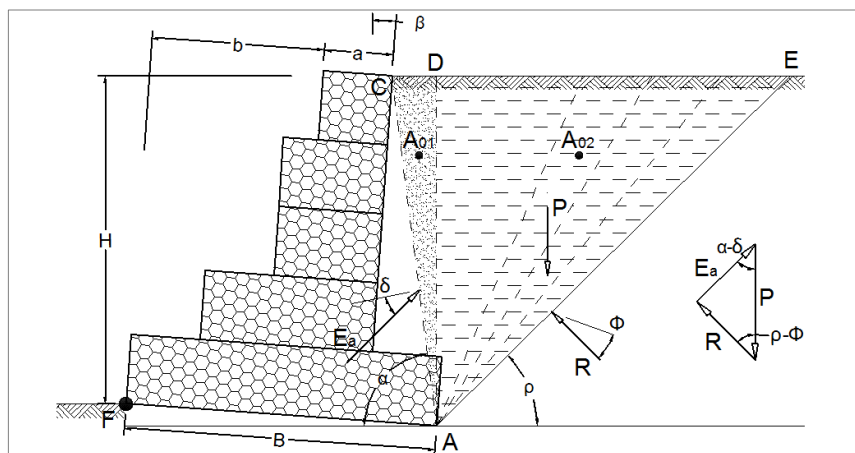


Figura N° 11. Esquema estático para la solución de los casos particulares.

Donde el peso de la cuña de suelo se determina mediante el cálculo para diferentes valores de “ ρ ”:

$$P_C = (\text{Área}_{01} + \text{Área}_{02}) \cdot \gamma_{\text{suelo}}$$

Cálculo del peso de la estructura

El peso específico de los gaviones puede expresarse en función al peso específico de la piedra usada (γ_p) y de la porosidad (n), mediante la siguiente expresión:

$$\gamma_g = \gamma_p \cdot (1 - n)$$

El peso total del muro está expresado por:

$$P_M = \gamma_g \cdot S$$

Donde “ S ” es el área de la sección transversal, considerada entre la estructura y el plano de aplicación del empuje activo.

Es posible calcular las coordenadas del centro de gravedad de la estructura en función a las coordenadas del centroide del muro gavión “ X_G ” e “ Y_G ”:

$$X_G = X'_G \cdot \text{Cos}(\beta) + Y'_G \cdot \text{Sen}(\beta)$$

$$Y_G = X'_G \cdot \text{Sen}(\beta) + Y'_G \cdot \text{Cos}(\beta)$$

Con los cálculos mostrados se procede a estimar los coeficientes de seguridad, donde se evalúa la seguridad contra el deslizamiento, seguridad contra el vuelco, las presiones en la fundación y finalmente la estabilidad de las secciones intermedias.

A continuación, se evalúa la seguridad contra el deslizamiento

Se calcula la fuerza normal “ N ” actuante mediante la siguiente expresión:

$$N = P \cdot \text{Cos}(\beta) + E_a \cdot \text{Cos}(\alpha - \delta - \beta)$$

Inicialmente se asume el ángulo de fricción entre la base de fundación y el suelo, un valor equivalente al ángulo de fricción del suelo: $\delta^* = \phi$

La fuerza de fricción disponible “ T_d ” se calcula de la siguiente manera:

$$T_d = N \cdot \text{Tan}(\delta^*)$$

Entonces, el coeficiente de seguridad contra el deslizamiento se calcula mediante:

$$F_d = \frac{T_d}{E_a \cdot \text{Sen}(\alpha - \delta - \beta) - P \cdot \text{Sen}(\beta)}$$

A continuación, se evalúa la seguridad contra el vuelco.

Se calcula las coordenadas del punto de aplicación del empuje activo:

$$X_{Ea} = B \cdot \text{Cos}(\beta) - H_{Ea} \cdot \text{Tan}(90 - \alpha)$$

$$Y_{Ea} = H_{Ea} - B \cdot \text{Sen}(\beta)$$

El momento de vuelco está expresado por:

$$M_{Eah} = E_a \cdot \text{Cos}(90 - \alpha + \delta) \cdot Y_{Ea}$$

$$M_{Eav} = E_a \cdot \text{Sen}(90 - \alpha + \delta) \cdot X_{Ea}$$

El momento resistente está expresado por la suma de los momentos ejercidos por el peso de la estructura y la componente vertical del empuje activo:

$$M_P = P \cdot X_G$$

Entonces, el coeficiente de seguridad contra el vuelco es calculado por la proporción entre la sumatoria de los momentos resistentes y la sumatoria de los momentos de vuelco.

$$F_t = \frac{M_P + M_{Eav}}{M_{Eah}}$$

Seguidamente se procede a estimar las presiones en la fundación

La distancia que separa el punto de rotación al vuelco y el punto de la aplicación de la fuerza normal se calcula mediante la siguiente expresión:

$$d = \frac{M_P + M_{Eav} - M_{Eah}}{N}$$

La excentricidad está dada por:

$$e = \frac{B}{2} - d$$

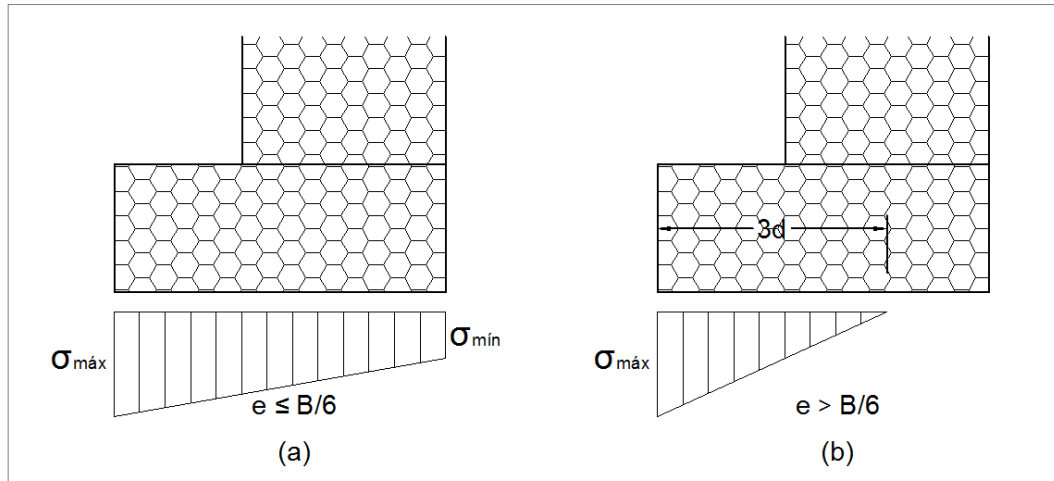


Figura N° 12. Distribución de presiones de fundación.

Si la distribución de presiones en la base se muestra de acuerdo a la figura N° 12 (a), las presiones “ $q_{\text{máx}}$ ” y “ $q_{\text{mín}}$ ” se calculan mediante las siguientes expresiones:

$$q_{\text{máx}} = \frac{N}{B} \cdot \left(1 + 6 \cdot \frac{|e|}{B} \right)$$

$$q_{\text{mín}} = \frac{N}{B} \cdot \left(1 - 6 \cdot \frac{|e|}{B} \right)$$

Si se cumple $|e| > B/6$, la distribución de presiones corresponde a la figura N° 12 (b), entonces el valor de “ $q_{\text{máx}}$ ” se calcula mediante la expresión:

$$q_{\text{máx}} = \frac{2 \cdot N}{3 \cdot d}$$

Entonces, de acuerdo al Manual Técnico de Obras de Contención, el valor máximo de presión “ $q_{\text{máx}}$ ” no debe sobrepasar el valor de la carga admisible del terreno “ q_{adm} ”. Sin embargo, no se muestra mayores consideraciones para estimar un coeficiente de seguridad para evaluar la capacidad de carga, debido a esta razón se hace referencia al capítulo N° 12 del libro “Fundamentos de Ingeniería Geotécnica” del autor Braja M. Das (2001), donde se realiza dicha evaluación relacionando la capacidad admisible del terreno “ q_{adm} ” y el máximo valor de presión “ $q_{\text{máx}}$ ” como se muestra a continuación:

$$F_c = \frac{q_{\text{adm}}}{q_{\text{máx}}}$$

3.3. MUROS DE CONTENCIÓN Y ENCAUZAMIENTO

Los muros de contención para la protección de riberas son estructuras rígidas, la función de dichas estructuras es mantener estable los taludes que son afectados debido a los esfuerzos laterales producidos por los empujes del suelo.

Para el análisis de estabilidad de muros de encauzamiento y contención, se empleó la metodología presentada en el libro Fundamentos de Ingeniería Geotécnica, publicada por el Dr. Braja M. Das (2001), donde se desarrollan capítulos que muestran detalladamente la metodología empleada en el cálculo de los muros del presente sub capítulo, se recomienda revisar los capítulos Presión Lateral de Tierra, Estabilidad de Taludes, Muros de Contención y Cortes Apuntalados, del mencionado libro con la finalidad de profundizar el estudio de la estabilidad de muros de contención.

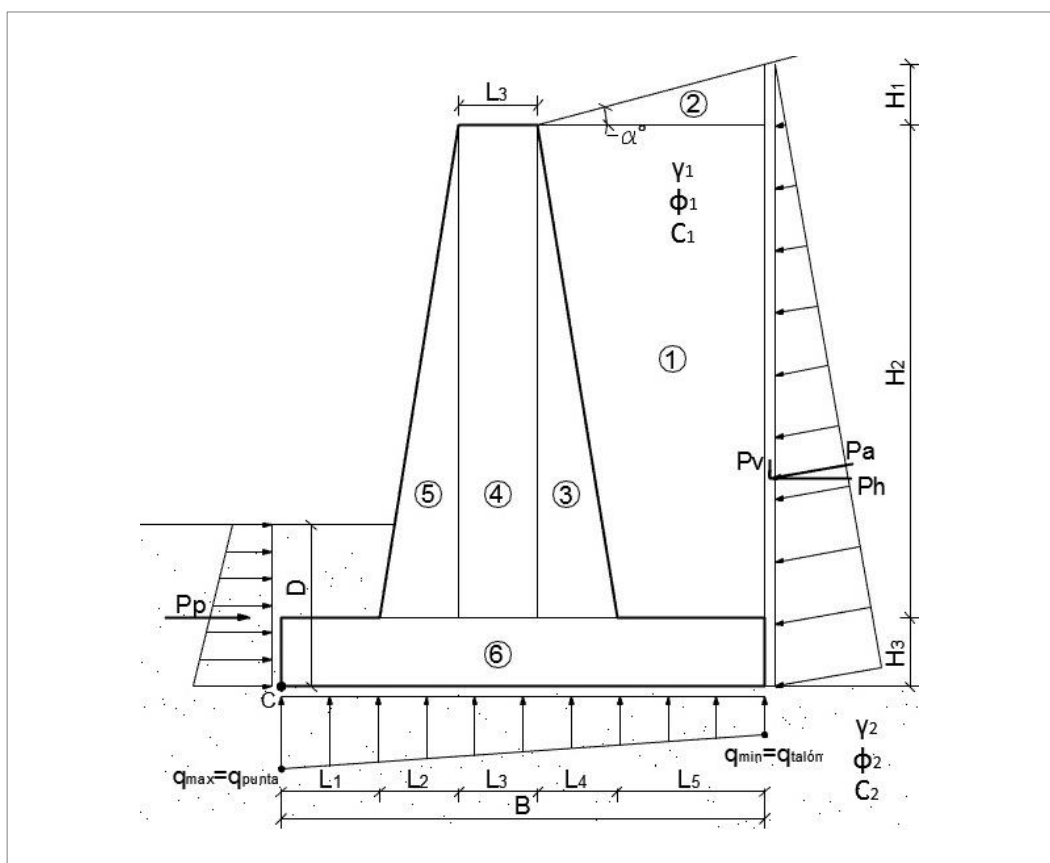


Figura N° 13. Esquema de dimensiones y fuerzas actuantes sobre el muro de contención.

Fuente: Fundamentos de Ingeniería Geotécnica, Braja M. Das, 5ta Edición, 2001.

Donde:

- γ_1 : peso específico del material de relleno
- γ_2 : peso específico del material natural
- γ_c : peso específico del concreto
- P_a : presión activa de Rankine por unidad de longitud de muro
- P_v : componente vertical de la presión activa de Rankine
- P_h : componente horizontal de la presión activa de Rankine
- P_p : presión pasiva de Rankine
- B_M : ancho de la losa de la base
- D_f : profundidad de cimentación
- ϕ_1 : ángulo de fricción interna del material de relleno
- ϕ_2 : ángulo de fricción interna del material natural
- c_1 : cohesión del material de relleno
- c_2 : cohesión del material natural

A continuación, se desarrolla la revisión por volcamiento.

Se tiene:

$$H' = H_1 + H_2 + H_3$$

Fuerza Activa de Rankine por unidad de longitud de muro:

$$P_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot (H')^2 \cdot K_a$$

El coeficiente de presión activa de tierra (K_a) se obtiene del cuadro N° 7:

Cuadro N° 7. Coeficiente K_a de presión activa de tierra.

Fuente: Fundamentos de Ingeniería Geotécnica, Braja M. Das, 5ta Edición, 2001.

$\downarrow \alpha$ (grados)	ϕ' (grados) \rightarrow						
	28	30	32	34	36	38	40
0	0.361	0.333	0.307	0.283	0.260	0.238	0.217
5	0.366	0.337	0.311	0.286	0.262	0.240	0.219
10	0.380	0.350	0.321	0.287	0.270	0.246	0.225
15	0.409	0.373	0.341	0.288	0.283	0.258	0.235
20	0.461	0.414	0.374	0.289	0.306	0.277	0.250
25	0.573	0.494	0.434	0.290	0.343	0.307	0.275

O también puede ser obtenida mediante la siguiente fórmula:

$$K_a = \text{Cos}\alpha \cdot \frac{\text{Cos}\alpha - \sqrt{\text{Cos}^2\alpha - \text{Cos}^2\phi}}{\text{Cos}\alpha + \sqrt{\text{Cos}^2\alpha - \text{Cos}^2\phi}}$$

Entonces, descomponiendo la presión activa tenemos las componentes vertical y horizontal:

$$P_v = P_a \cdot \text{Sen}(\alpha)$$

$$P_h = P_a \cdot \text{Cos}(\alpha)$$

Factor de seguridad contra el volteo. Para determinar el momento resistente desarrollamos el siguiente esquema de cálculo mostrado en el cuadro N° 8:

Cuadro N° 8. Procedimiento para el cálculo de ΣM_R .

Fuente: Fundamentos de Ingeniería Geotécnica, Braja M. Das, 5ta Edición, 2001.

Sección	Área	Peso/Longitud unitaria de muro	Brazo de momento medido C	Momento respecto a C
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
1	A_1	$W_1 = \gamma_1 \times A_1$	X_1	M_1
2	A_2	$W_2 = \gamma_2 \times A_2$	X_2	M_2
3	A_3	$W_3 = \gamma_c \times A_3$	X_3	M_3
4	A_4	$W_4 = \gamma_c \times A_4$	X_4	M_4
5	A_5	$W_5 = \gamma_c \times A_5$	X_5	M_5
6	A_6	$W_6 = \gamma_c \times A_6$	X_6	M_6
		P_v	B	$M_v = P_v \times B_M$
		ΣV		ΣM_R

Nota. γ_1 : peso específico del material de relleno

γ_2 : peso específico del material natural

γ_c : peso específico del concreto

Calculando el momento de volteo:

$$M_O = P_h \cdot \left(\frac{H'}{3}\right)$$

Obtenemos el factor seguridad contra el volteo $FS_{(VOLTEO)}$

$$FS_{(VOLTEO)} = \frac{\Sigma M_R}{M_O}$$

“El valor usual deseable mínimo del factor de seguridad con respecto a volteo es de 1.5 a 2.”

A continuación, se desarrolla la revisión por deslizamiento a lo largo de la base

Factor de seguridad contra deslizamiento $FS_{(DESLIZAMIENTO)}$

$$FS_{(DESLIZAMIENTO)} = \frac{(\sum V) \cdot \tan(K_1 \cdot \phi_2) + B \cdot K_2 \cdot c_2 + P_p}{P_a \cdot \cos \alpha}$$

Donde K_1 y K_2 están en el rango de 1/2 a 2/3

$$P_p = 1/2 \cdot K_p \cdot \gamma_2 \cdot D^2 + 2c_2 \cdot \sqrt{K_p} \cdot D$$

También, obtenemos el coeficiente de presión pasiva K_p mediante:

$$K_p = \tan^2 \left(45 + \phi_2/2 \right)$$

“Un factor de seguridad mínimo de 1.5 se requiere generalmente contra deslizamiento.” (Das, 2001)

En determinados casos algunos muros no dan un factor de seguridad esperado de 1.5, entonces para aumentar la resistencia contra el deslizamiento se suele hacer uso de dentellones en la base, para mayor conocimiento de este método se recomienda revisar el capítulo número 12, Muros de retención y cortes apuntalados del libro Fundamentos de Ingeniería Geotécnica, de Braja M. Das.

A continuación, se desarrolla la revisión de falla por capacidad de carga.

Las presiones máxima y mínima ($q_{m\acute{a}x}$ y $q_{m\acute{i}n}$) ejercidas bajo la losa de base, se obtiene a partir de las siguientes expresiones:

$$q_{m\acute{a}x} = q_{punta} = \frac{\sum V}{B} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e}{B} \right)$$

$$q_{m\acute{i}n} = q_{tal\acute{o}n} = \frac{\sum V}{B} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot e}{B} \right)$$

Donde la excentricidad e , se calcula como:

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\sum M_R - \sum M_O}{\sum V}$$

“Note que $\sum V$ incluye el peso del suelo, como muestra la tabla 12.1, y que, cuando el valor de la excentricidad e se vuelve mayor que $B/6$, q_{\min} resulta negativo. Así entonces, habrá algún esfuerzo de tensión en la sección extrema del talón. Este esfuerzo no es deseable porque la resistencia a tensión del suelo es muy pequeña. Si el análisis de un diseño muestra que $e > B/6$, el diseño debe ser proporcionado y los cálculos vueltos a hacer.” (Das, 2001)

Entonces se debe cumplir:

$$e < B/6$$

La capacidad de carga última del suelo (q_u) se determina con una variante de la Ecuación General de la Capacidad de Carga (Meyerhof - 1963) aplicada al diseño de muros de contención:

$$q_u = c'_2 \cdot N_c \cdot F_{cd} \cdot F_{ci} + q \cdot N_q \cdot F_{qd} \cdot F_{qi} + 1/2 \cdot \gamma_2 \cdot B' \cdot N_y \cdot F_{yd} \cdot F_{yi}$$

Donde: $q = \gamma_2 \cdot D$

$$B' = B - 2e$$

c'_2 : cohesión

q : esfuerzo efectivo al nivel de desplante de la cimentación

γ : peso específico del suelo

B : ancho de la cimentación ($B = D$, diámetro para una cimentación circular)

F_{cs} , F_{qs} , F_s : factores de forma

F_{cd} , F_{qd} , F_{yd} : factores de profundidad

F_{ci} , F_{qi} , F_{yi} : factores por inclinación de la carga

N_c , N_q , N_y : factores de capacidad de carga

Factores de capacidad de carga:

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \text{Cot}\phi$$

$$N_q = \text{Tan}^2\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right) \cdot e^{\pi \text{Tan}\phi'}$$

$$N_y = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{Tan}\phi$$

Factores de profundidad:

$$F_{cd} = 1 + 0.4 \cdot D/B'$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \cdot \text{Tan}(\phi'_2) \cdot (1 - \text{Sen}\phi'_2)^2 \cdot D/B'$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

Factores de Inclinación:

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\psi^o}{90^o}\right)^2$$

$$F_{qi} = \left(1 - \frac{\psi^o}{\phi'_2}\right)^2$$

$$F_{qi} = \left(1 - \frac{\psi^o}{\phi'_2}\right)^2$$

Donde:

$$\psi^o = \text{Tan}^{-1}\left(\frac{P_a \cdot \text{Cos}\alpha}{\Sigma V}\right)$$

Después de calcular la capacidad de carga última se procede a determinar el factor de seguridad de capacidad de carga $FS_{(CAPACIDAD DE CARGA)}$

$$FS_{(CAPACIDAD DE CARGA)} = \frac{q_u}{q_{punta}}$$

CAPÍTULO IV: DIAGNÓSTICO DE LOS SISTEMAS EXISTENTES

Los sistemas de control de erosión para la protección de riberas y estructuras hidráulicas de mayor uso en la Cuenca del Río Pampas, son los enrocados de protección, gaviones y muros de encauzamiento; en algunas zonas específicas ubicadas en las riberas del río Pampas, se ha proyectado la construcción de espigones. Sin embargo, aún no se ha dado inicio a dicho proyecto; el enfoque del presente diagnóstico estará orientado a:

- La evaluación de enrocados de protección en la ribera del río Chumbao, ubicados en la provincia de Andahuaylas, departamento de Apurímac, cuya función es la defensa de la margen izquierda del río y la protección de un adyacente tramo de la carretera regional Ayacucho-Andahuaylas-Abancay. Asimismo, se presenta el diagnóstico de enrocados en el río Pampas, ubicados en la provincia de Chincheros, departamento de Apurímac, para la defensa de riberas y protección del puente Pampas, considerado el nexo más importante entre los departamentos de Apurímac y Ayacucho.
- La evaluación de gaviones en la ribera del río Chumbao, ubicados en la provincia de Andahuaylas, departamento de Apurímac, con el que se pretende resguardar la corona de los enrocados de protección, cuidar la margen izquierda, adyacente a la carretera regional Ayacucho-Andahuaylas-Abancay y también elevar la altura para poder cumplir con las exigencias del nivel de aguas máximas extraordinarias en dicho caso, también se muestra el diagnóstico de los gaviones en ambos márgenes del río Chincheros, ubicados en la provincia de Chincheros, departamento de Apurímac, para la protección de riberas y del puente Comunchaca. Finalmente, se muestra un diagnóstico minucioso de los gaviones para la protección del puente Callebamba y ambos márgenes, ubicados en la provincia de Chincheros, departamento de Apurímac.
- La evaluación de muros de encauzamiento en dos diferentes proyectos a lo largo de las riberas del río Chumbao, ubicados en la ciudad de Andahuaylas, provincia de Andahuaylas, departamento de Apurímac.

Para realizar el diagnóstico de los diferentes sistemas de control de erosión, se disponía de los estudios, la mayor cantidad de información recopilada y necesaria para ejecutar adecuadamente dicha labor. Sin embargo, es necesario recalcar que lamentablemente muchas consideraciones de diseño, por parte de los diferentes proyectistas, carecen de sustento, por lo que se ha dispuesto a realizar el análisis completo que incluye los estudios hidrológicos, hidráulicos y de diseños de las obras de control de erosión para poder comparar las obras proyectadas con los estudios, cálculos y diseños realizados de una manera independiente en este documento.

En la siguiente figura N° 14 se muestra el mapa de ubicación de las diferentes obras de control de erosión.

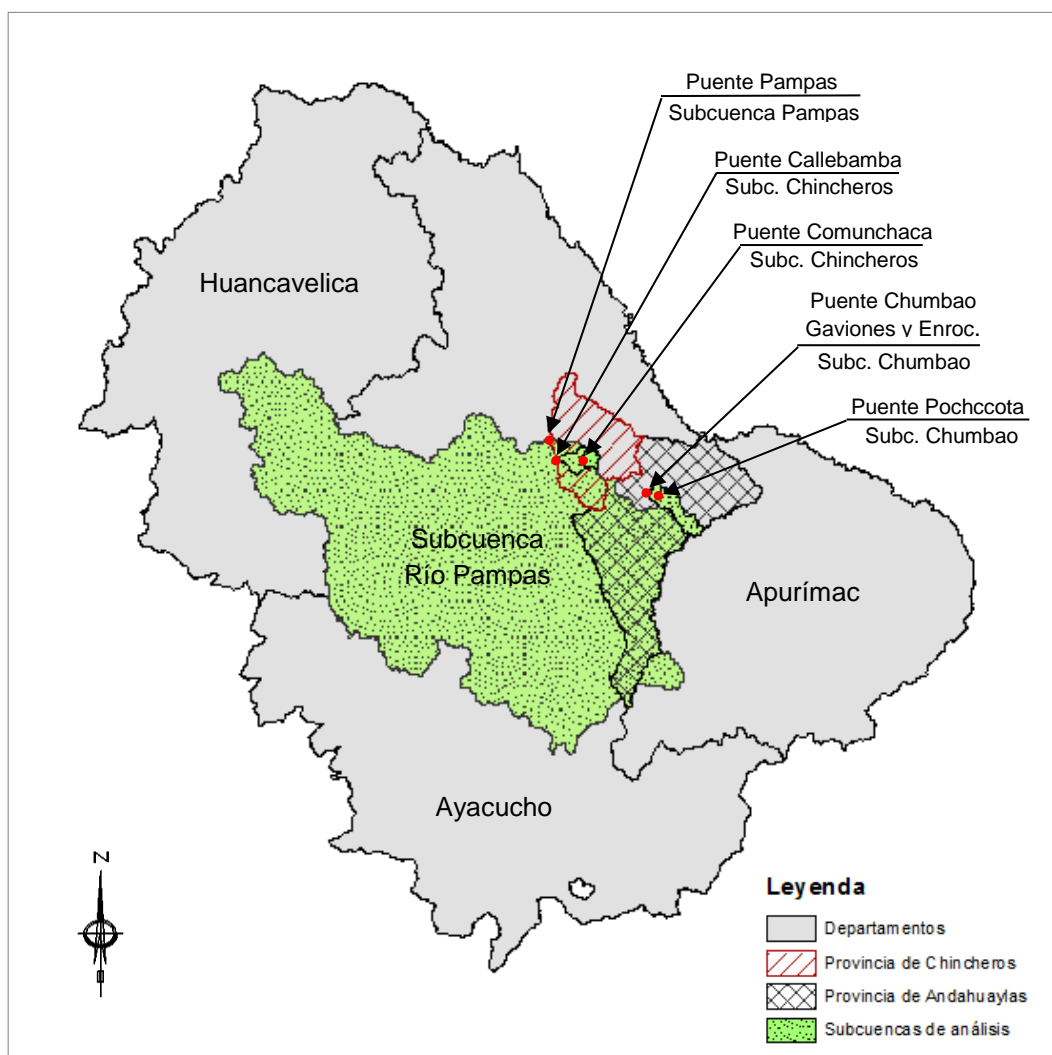


Figura N° 14. Mapa de ubicación de los sistemas de control de erosión.

4.1. PUENTE POCHCCOTA Y MUROS DE ENCAUZAMIENTO

La ejecución del proyecto para la construcción del nuevo puente y las respectivas defensas ribereñas agua arriba y aguas abajo se inició el año 2015. Las actividades de construcción terminaron durante el mes de julio del año 2016, por lo que las defensas ribereñas han estado en funcionamiento durante aproximadamente tres años y medio hasta la actualidad y no se ha registrado problemas en las estructuras. Es necesario indicar que, durante el lapso referido, no se ha evidenciado precipitaciones capaces de generar crecidas considerables que pudieran comprometer la seguridad del puente Pochccota y los muros de encauzamiento, considerados años secos, por tal motivo, la evaluación de los sistemas de control de erosión evidencia un correcto funcionamiento hasta la actualidad, inicios del año 2020.

Actualmente se evidencia un incremento en la sección transversal a lo largo del tramo donde se dispuso la construcción de muros de encauzamiento. Es posible verificar aguas arriba las irregularidades del cauce y también en las riberas del río Chumbao, principalmente debido a actividades antropogénicas, que, en un intento de incrementar las áreas urbanas, han afectado directamente el cauce principal del río en casi la totalidad del tramo que atraviesa la ciudad. Se verifica también la ausencia de llanuras de inundación, aguas abajo las riberas se encuentran protegidas por un sistema de muros de encauzamiento. Sin embargo, las secciones transversales son irregulares y debido al estrechamiento del cauce, se evidencia efectos de erosión.

El estudio de hidrología e hidráulica se encuentra contemplado en el expediente técnico denominado: “Estudio Definitivo de la Rehabilitación y Mejoramiento Carretera: Andahuaylas – Pampachiri – Negromayo. Tramo: Andahuaylas – Huancabamba”, del documento en mención se obtiene la información necesaria, como topografía y características geométricas de los sistemas de control de erosión, así como también del puente Pochccota, registros de datos históricos de precipitación máxima en 24 horas, parámetros físicos y de cálculo para el estudio hidrológico e hidráulico, y también mayor información importante para poder comprobar y fundamentar un adecuado diagnóstico.

Los parámetros de cálculo y demás datos requeridos correctamente referenciados en el estudio hidrológico e hidráulico se muestran a continuación:

Coordenadas UTM WGS84	:	674982.82E, 8489460.55N
Área de la Subcuenca	:	$A_{\text{Subcuenca}} = 185.14 \text{ km}^2$
Longitud del cauce principal	:	$L = 30.08 \text{ km}$
Desnivel del cauce principal	:	$\Delta H = 1745.00 \text{ m}$
Pendiente del cauce principal	:	$S_m = 0.06 \text{ m/m} = 6.00 \%$
Tiempo de concentración	:	$t_c = 2.69 \text{ h} = 161.40 \text{ min}$
Diámetro medio de partículas	:	$D_m = 0.045 \text{ m} = 45.00 \text{ mm}$
Número de Curva	:	$CN = 73$
Coefficiente de Manning principal	:	$n_{\text{Principal}} = 0.029$
Coefficiente de Manning llanura	:	$n_{\text{Llanura}} = 0.039$
Caudales de diseño	:	$Q_{175} = 89.08 \text{ m}^3/\text{s}$ $Q_{200} = 91.61 \text{ m}^3/\text{s}$ $Q_{500} = 124.48 \text{ m}^3/\text{s}$
Profundidad de Socavación	:	$d_s - d_o = 2.00 \text{ m}$

El sistema de protección del puente Pochccota y riberas está constituido por muros de encauzamiento de concreto armado, determinado por la zonificación de cuatro ejes longitudinales ubicados en ambos márgenes del río, tal como es posible ver en la figura N° 15, cada eje posee diferentes dimensiones que responden al diseño establecido en el mencionado expediente técnico.

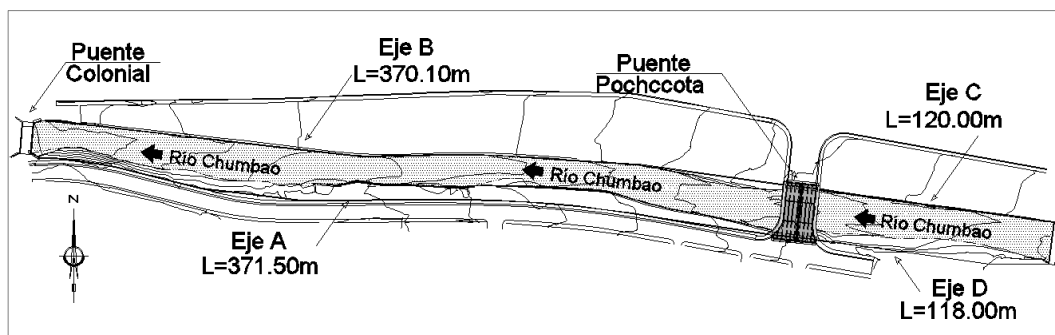


Figura N° 15. Esquema en planta del puente Pochccota y obras de protección de riberas.

El tramo del río que comprende las obras de protección de riberas y el puente Chumbao, no muestra signos de socavación en algún punto, los niveles máximos de agua alcanzados por las últimas temporadas de avenidas registradas a través de marcas de agua, tampoco revelan un posible riesgo en las estructuras, el ancho del cauce a lo largo de su eje revela estabilidad. Sin embargo, se ha registrado una aparente agradación, lo cual podría estar justificado en el incremento del

ancho superficial, lo cual genera un incremento en la sección transversal lo cual ocasiona la disminución de la velocidad en la sección transversal.

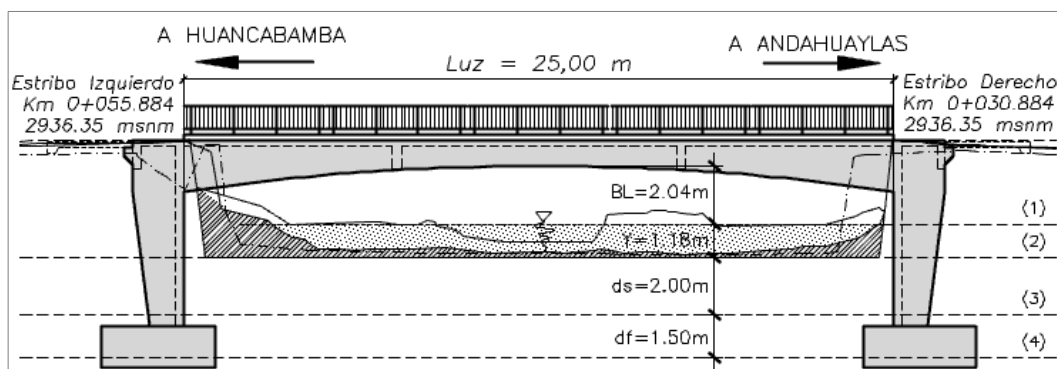


Figura N° 16. Esquema general del puente Pochccota, Andahuaylas, Apurímac.

De acuerdo al proyecto, el sistema de muros de encauzamiento está compuesto por cuatro ejes longitudinales a las riberas del río Chumbao, donde los ejes A y D se ubican en la margen izquierda y los ejes B y C se ubican en la margen derecha, a continuación, se muestra el resumen de alturas variables de cada eje y su correspondiente longitud:

Muro Eje A: $H_{Variable} = 6.50 \text{ a } 9.00 \text{ m}$, $L = 371.50 \text{ m}$

Muro Eje B: $H_{Variable} = 6.50 \text{ a } 9.00 \text{ m}$, $L = 370.10 \text{ m}$

Muro Eje C: $H_{Variable} = 7.00 \text{ a } 7.50 \text{ m}$, $L = 120.00 \text{ m}$

Muro Eje D: $H_{Variable} = 7.00 \text{ a } 8.00 \text{ m}$, $L = 118.00 \text{ m}$

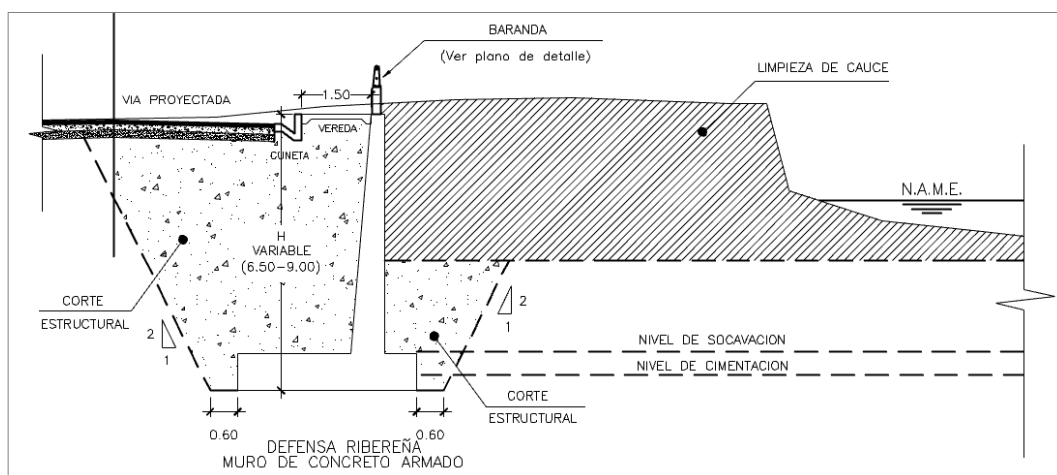


Figura N° 17. Sección tipo, muro Eje A.

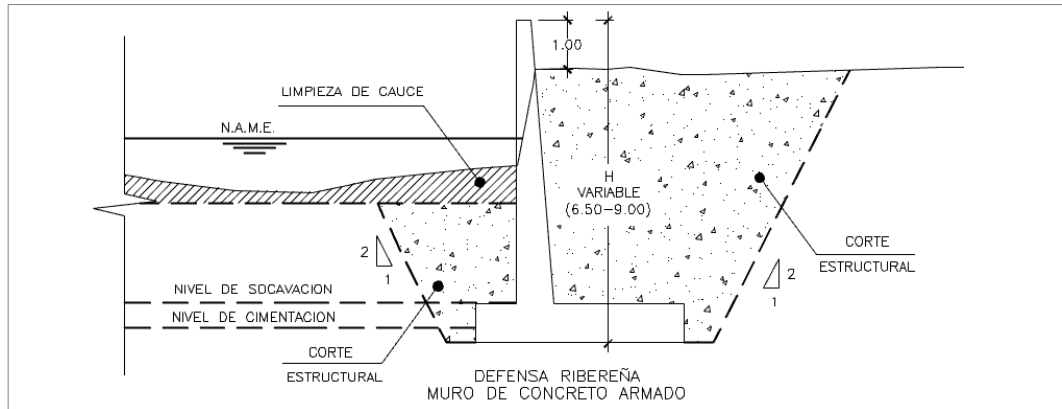


Figura N° 18. Sección tipo, muro Eje B.

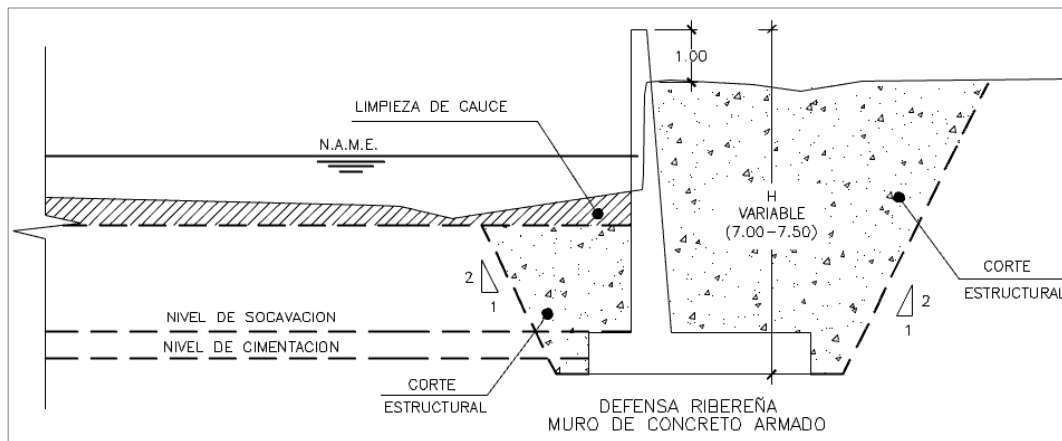


Figura N° 19. Sección tipo, muro Eje C.

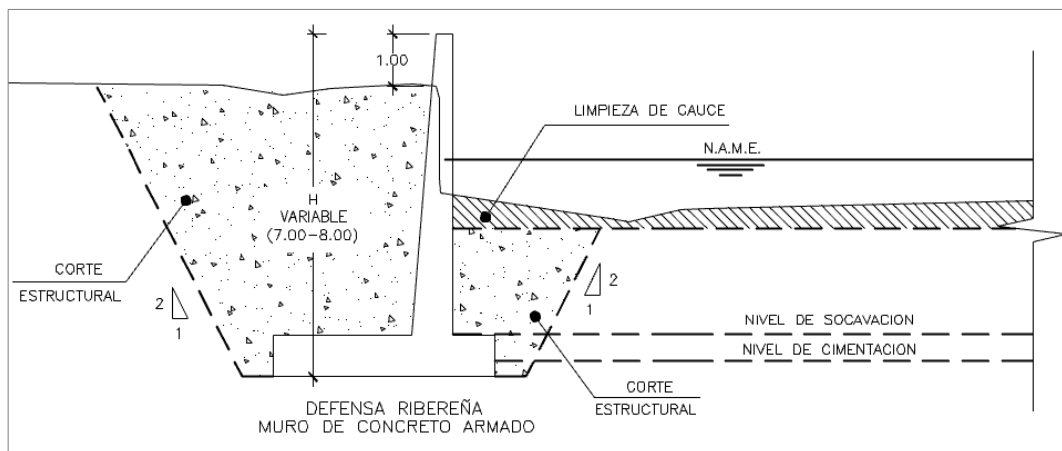


Figura N° 20. Sección tipo, muro Eje D.

La finalidad de los muros de encauzamiento y contención es la protección en la margen izquierda del río Chumbao, que es adyacente a la carretera Andahuaylas – Huancabamba, donde se ubica el aeropuerto, y la protección de espacios públicos en la margen derecha, lugar donde se lleva cabo semanalmente la feria más representativa de la provincia de Andahuaylas.

En la figura N° 21, a continuación, se observa el proceso constructivo de los muros de encauzamiento de la margen derecha, correspondiente al eje C, cuyas alturas varían entre los 7.00 y 7.50 metros de altura. Aguas abajo se observa el puente Pochccota ya concluido, en la margen izquierda es posible ver el flujo del río Chumbao, un caudal considerablemente menor en comparación al registrado durante el año 2006, el cual ocasionó diversos daños en el valle del Chumbao.



Figura N° 21. Proceso constructivo del puente Pochccota y muros de encauzamiento.

Con la finalidad de realizar la evaluación del sistema de control de erosión, durante el mes de octubre del año 2019, se realizó una visita a la zona de análisis, los detalles pueden observarse en las fichas técnicas FT-001a y FT-001b, presentadas en el Anexo 1. Fichas técnicas de evaluación de campo, donde se ha realizado una descripción general de la situación actual de los muros en encauzamiento y además se ha registrado medidas representativas de marcas de agua. De acuerdo al análisis de riesgo (Chow, 1994), se ha estimado un riesgo de falla de 1.74 %, para un periodo de retorno de 200 años y 3.5 años de funcionamiento.

4.2. PUENTE CHUMBAO Y MUROS DE ENCAUZAMIENTO

La ejecución de la carretera del proyecto mencionado se inició el año 2010 extendiéndose durante los siguientes hasta concluir los trabajos de construcción de los muros de encauzamiento y el puente Chumbao en el tercer trimestre del año 2012, verificando un ciclo de funcionamiento de aproximadamente ocho años. El tramo longitudinal corresponde a un área urbana, por lo que el cauce ha sufrido modificaciones debido a actividades antrópicas. Sin embargo, hasta la actualidad no se tiene registros de problemas hidráulicos principalmente debido a intensas precipitaciones capaces de poder poner en riesgo la seguridad y estabilidad de las obras de protección y el puente Chumbao.

El tramo donde se puso en marcha la protección de riberas presenta un ancho estable y hasta la actualidad no se ha evidenciado rastros de socavación, los niveles de agua a través de las marcas de agua no han revelado problemas en la seguridad y estabilidad del puente Chumbao, el tramo de mayor problema corresponde a la zona aguas arriba, donde se registran anchos superficiales y de fondo que resultan inestables ante determinadas eventualidades tales como las ocurridas durante los primeros meses del año 2010 y 2012, previos a la construcción del puente y muros de encauzamiento, donde se produjo el colapso de los muros de encauzamiento debido a serios problemas de socavación.

El estudio de hidrología e hidráulica ha sido considerado en el expediente técnico denominado: "Estudio Definitivo para la Rehabilitación y Mejoramiento de la Carretera Ayacucho – Abancay; tramo: Ayacucho (km 210+000) – km 256+500", de donde se ha extraído la información para el presente diagnóstico, como topografía y características geométricas de los sistemas de control de erosión así como también del puente Chumbao, registros de datos históricos de precipitación máxima en 24 horas, parámetros físicos y de cálculo para el estudio hidrológico e hidráulico.

Los principales parámetros de cálculo y otros datos importantes que se encuentran registrados en el estudio hidrológico e hidráulico se muestran a continuación:

Coordenadas UTM WGS84	:	673721.56E, 8489327.39N
Área de la Subcuenca	:	$A_{\text{Subcuenca}} = 190.13 \text{ km}^2$

Longitud del cauce principal	:	$L = 27.35 \text{ km}$
Desnivel del cauce principal	:	$\Delta H = 1420.00 \text{ m}$
Pendiente del cauce principal	:	$S_m = 0.05 \text{ m/m} = 5.00 \%$
Tiempo de concentración	:	$t_c = 4.03 \text{ h} = 241.08 \text{ min}$
Diámetro medio de partículas	:	$D_m = 0.05 \text{ m} = 50.00 \text{ mm}$
Número de Curva	:	$CN = 73$
Coeficiente de Manning principal	:	$n = 0.055$
Coeficiente de Manning llanura	:	$n = 0.038$
Caudales de diseño	:	$Q_{100} = 64.12 \text{ m}^3/\text{s}$ $Q_{500} = 104.80 \text{ m}^3/\text{s}$
Profundidad de Socavación	:	$d_s - d_0 = 2.90 \text{ m}$

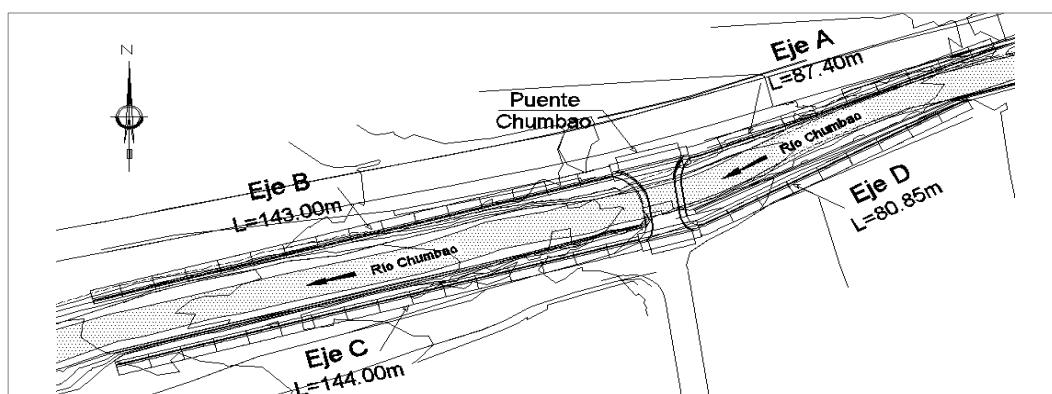


Figura N° 22. Esquema en planta del puente Chumbao y obras de protección de riberas.

El objetivo de los muros de encauzamiento y contención, es la protección en la margen derecha del río Chumbao, el cual es contiguo a la carretera regional Ayacucho - Andahuaylas – Abancay, por la margen izquierda se busca la seguridad de espacios públicos urbanos y las viviendas aledañas al río.

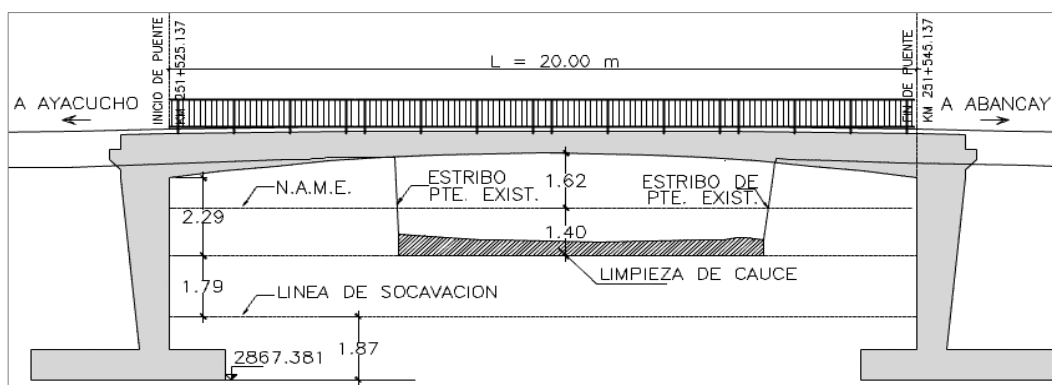


Figura N° 23. Esquema general del puente Chumbao, Andahuaylas, Apurímac.

En las fichas técnicas FT-002a y FT-002b, mostradas en el Anexo 1. Fichas técnicas de evaluación de campo, se puede verificar los detalles de la evaluación realizada en octubre del año 2019, donde se ha evaluado el estado actual de las defensas ribereñas y se ha tomado la lectura de marcas de agua. Conforme al análisis de riesgo (Chow, 1994), se ha calculado un riesgo de falla equivalente a 7.73 %, para un periodo de retorno de 100 años y 8 años de servicio.

El sistema de muros de encauzamiento está integrado por cuatro ejes longitudinales a las riberas del río Chumbao, donde los ejes A y B protegen la margen derecha y los ejes C y D se encargan de proteger la margen izquierda, a continuación, se muestra el resumen de sus principales características:

Muro Eje A: $H_{Variable} = 4.80 \text{ a } 6.00 \text{ m}$, $L = 87.40 \text{ m}$

Muro Eje B: $H_{Variable} = 5.00 \text{ a } 6.00 \text{ m}$, $L = 143.00 \text{ m}$

Muro Eje C: $H_{Variable} = 4.80 \text{ a } 6.00 \text{ m}$, $L = 144.00 \text{ m}$

Muro Eje D: $H_{Variable} = 4.80 \text{ a } 6.00 \text{ m}$, $L = 80.85 \text{ m}$

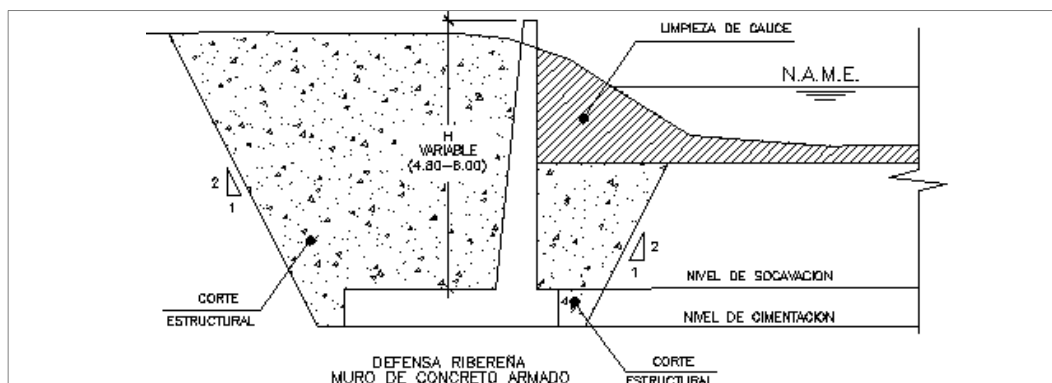


Figura N° 24. Sección tipo, muro Eje A.

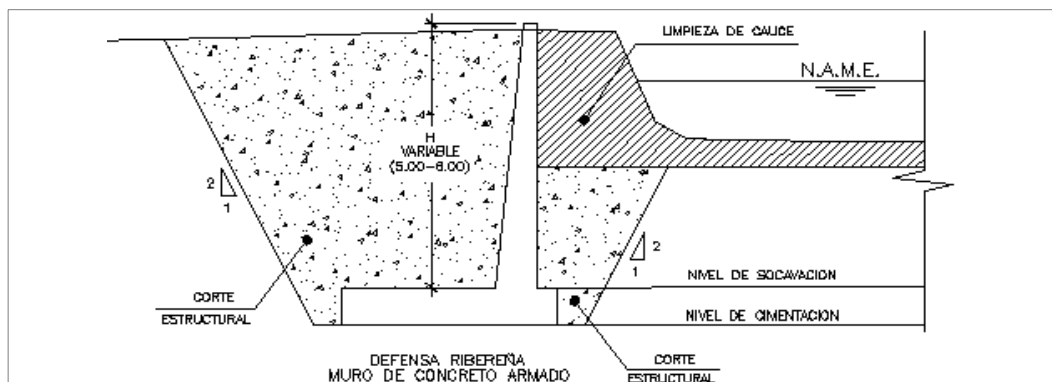


Figura N° 25. Sección tipo, muro Eje B.

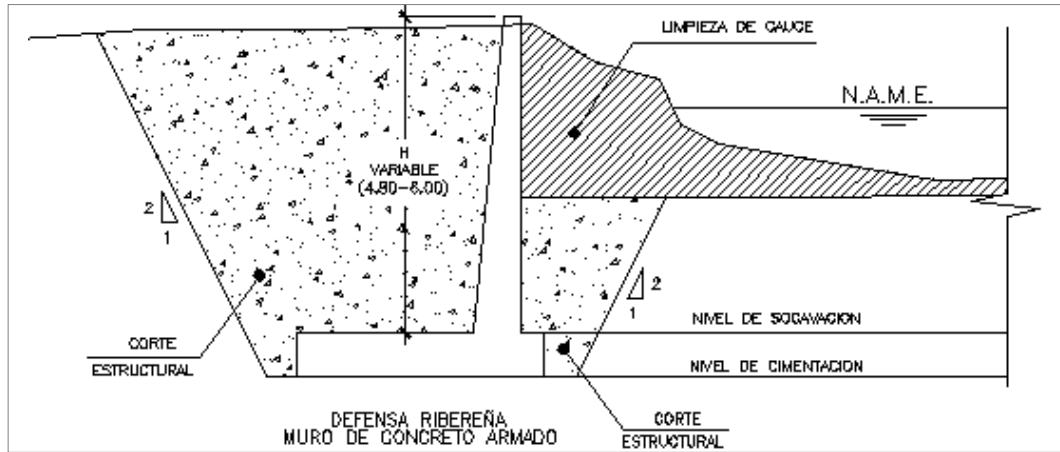


Figura N° 26. Sección tipo, muro Eje C.

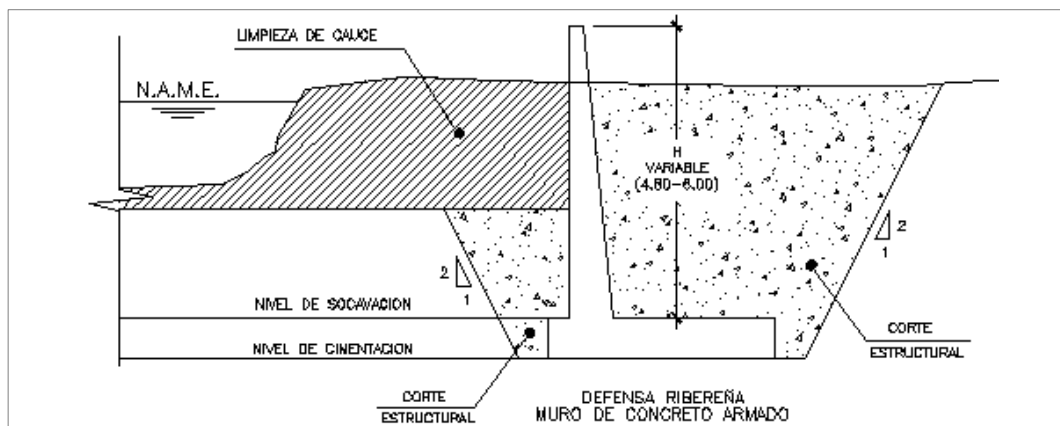


Figura N° 27. Sección tipo, muro Eje D.



Figura N° 28. Vista general del puente Chumbao y muros de encauzamiento.

4.3. DEFENSAS RIBEREÑAS DEL RÍO CHUMBAO, GAVIONES Y ENROCADOS

El “Estudio Definitivo para la Rehabilitación y Mejoramiento de la Carretera Ayacucho – Abancay; tramo: Ayacucho (km 210+000) – km 256+500”, contempla el estudio de hidrología e hidráulica, del cual se tiene referencia de la información necesaria para el presente análisis, se recurre a la información de topografía y características geométricas del río Pampas y el puente que lleva el mismo nombre, registros de datos históricos de precipitación máxima en 24 horas, parámetros físicos y de cálculo para el estudio hidrológico e hidráulico.

La construcción de la carretera del mencionado proyecto comenzó el año 2010, los trabajos de ejecución de las defensas ribereña con enrocados de protección para la margen izquierda del río Chumbao culminaron durante el tercer trimestre del año 2012, de acuerdo a esta información, se ha verificado un funcionamiento de aproximadamente siete años.

Los principales parámetros de cálculo y otros datos importantes que se encuentran registrados en el estudio hidrológico e hidráulico se muestran a continuación:

Coordenadas UTM WGS84	:	670690.20E, 8489295.71N
Área de la Subcuenca	:	$A_{\text{Subcuenca}} = 190.13 \text{ km}^2$
Longitud del cauce principal	:	$L = 27.35 \text{ km}$
Desnivel del cauce principal	:	$\Delta H = 1420.00 \text{ m}$
Pendiente del cauce principal	:	$S_m = 0.05 \text{ m/m} = 5.00 \%$
Tiempo de concentración	:	$t_c = 4.03 \text{ h} = 241.08 \text{ min}$
Diámetro medio de partículas	:	$D_m = 0.05 \text{ m} = 50.00 \text{ mm}$
Número de Curva	:	$CN = 73$
Coeficiente de Manning principal	:	$n = 0.055$
Coeficiente de Manning llanura	:	$n = 0.038$
Caudales de diseño	:	$Q_{100} = 64.12 \text{ m}^3/\text{s}$ $Q_{500} = 104.80 \text{ m}^3/\text{s}$
Profundidad de Socavación	:	$d_s - d_o = 1.50 \text{ m}$
Diámetro de piedra estable	:	$D_{50} = 0.36 \text{ m}$
Profundidad de uña	:	$D_s = 1.90 \text{ m}$

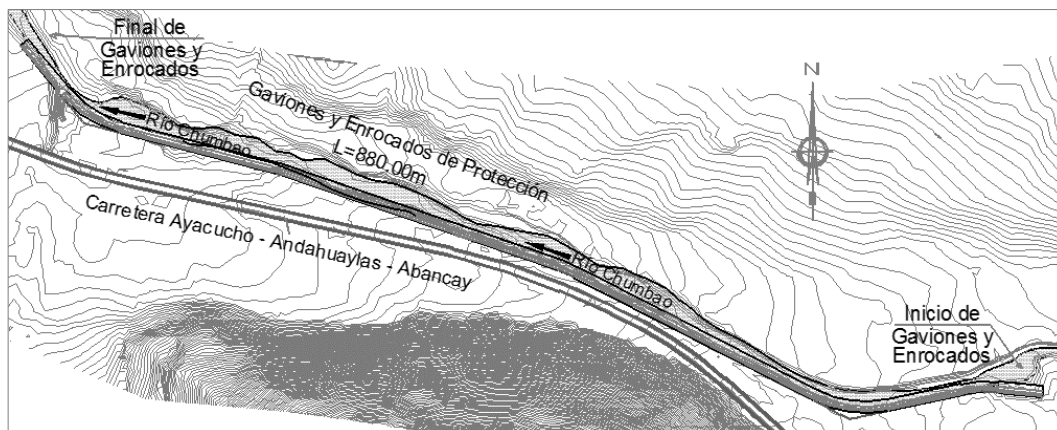


Figura N° 29. Esquema en planta de gaviones y enrocados de protección del río Chumbao.

El diagnóstico de las obras de protección en el presente subcapítulo corresponde a un sistema mixto de gaviones y enrocados como se puede observar en la figura N° 30, estas defensas están dispuestas en la margen izquierda del río Chumbao a lo largo de 880 metros, cuya función es otorgar seguridad a la ribera de la margen izquierda debido a su inmediación con la carretera regional Ayacucho - Andahuaylas – Abancay.

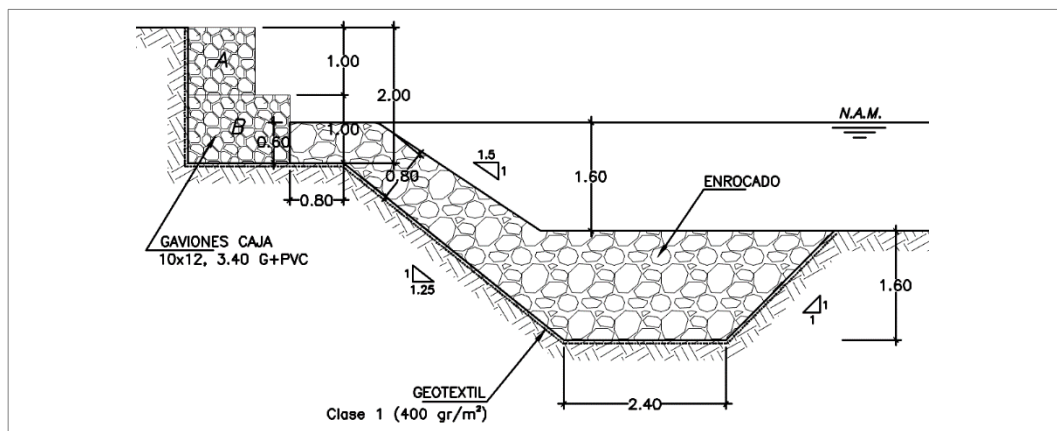


Figura N° 30. Detalle de sección típica de defensa ribereña con relleno en espaldón.

La geometría de los taludes interior y exterior fue diseñada con relaciones de 1V:1.25H y 1V:1.5H respectivamente, pero de acuerdo a la verificación en campo se ha registrado un talud exterior de aproximadamente 1V:2H, lo cual favorece la estabilidad del sistema.

El tramo mencionado presenta grandes problemas de erosión debido a la intensificación de la desmedida extracción de materiales de fondo para ser

tratados en plantas chancadoras ubicadas en ambos márgenes del río, también el proceso erosivo se ha incrementado debido a la notable disminución de las secciones transversales, donde los pobladores, en un intento por incrementar el área de sus terrenos adyacentes a la ribera de la margen izquierda, zona donde se emplazan los enrocados de protección y muros gaviones, han realizado desmontes sobre las defensas ribereñas, cubriéndolas completamente en algunos tramos; estos hechos han comprometido gravemente la estabilidad de los sistemas de control de erosión y el recubrimiento natural del cauce, además, aguas arriba se ha evidenciado el colapso de gaviones producto de la desmedida explotación del río Chumbao.

El principal problema en este tramo se fundamenta en el crecimiento de la ciudad sin adecuados planes de ordenamiento territorial. Debido a esto, la población dueña de terrenos junto a la faja marginal, constantemente pretende aumentar las áreas de sus terrenos arrebatando espacios de las llanuras de inundación.



Figura N° 31. Gaviones y enrocados de protección en el río Chumbao.

En las fichas técnicas de campo FT-003a y FT-003b, adjuntas en el Anexo 1. Fichas técnicas de evaluación de campo, se muestran los resultados de la evaluación realizada durante el mes de octubre del año 2019, no se evidenciaron rastros físicos de los niveles de agua. Conforme al análisis de riesgo (Chow, 1994), se ha estimado un riesgo de falla de 6.79 %, para un periodo de retorno de 100 años y 7 años de servicio hasta la actualidad.

4.4. PUENTE COMUNCHACA Y GAVIONES

El puente Comunchaca se encuentra situado en la zona rural y forma parte de la infraestructura de la carretera regional Ayacucho – Chincheros – Andahuaylas – Abancay, está ubicado entre los distritos de Uripa y Chincheros, en la provincia de Chincheros, departamento de Apurímac.

La construcción de la carretera del proyecto mencionado comenzó el año 2010, la ejecución de los muros gaviones para la protección de ambos márgenes del río Chincheros concluyeron aproximadamente a finales del año 2013, respecto a esta información proporcionada, se ha comprobado un funcionamiento de aproximadamente seis años.

Actualmente no se ha evidenciado grandes rastros de socavación, tampoco marcas de agua en los estribos del puente que puedan dar información de grandes crecidas capaces de implicar la seguridad del puente, es importante resaltar que la provincia de Chincheros, al igual que la provincia de Andahuaylas, ambas ubicadas en el departamento de Apurímac, no han presentado precipitaciones notables respecto a valores máximos como las registradas durante la temporada de precipitaciones del año 2006 y 2011.

El estudio hidrológico e hidráulico está incluido en el expediente técnico denominado: “Estudio Definitivo para el Mejoramiento y Rehabilitación de la Carretera: Ayacucho-Abancay, Tramo: km 154+000 – km 210+000”, donde se registra la información necesaria para el presente análisis, como topografía y características geométricas del río Chincheros y del puente Comunchaca, registros de datos históricos de precipitación máxima en 24 horas, parámetros físicos y de cálculo para el estudio hidrológico e hidráulico.

Los primordiales parámetros usados en el cálculo, además de otros datos importantes registrados en el estudio hidrológico e hidráulico se muestran a continuación:

Coordenadas UTM WGS84	:	640713.96E, 8505071.17N
Área de la Subcuenca	:	$A_{\text{Subcuenca}} = 51.85 \text{ km}^2$
Pendiente del cauce principal	:	$S_m = 0.20 \text{ m/m} = 20.00 \%$
Diámetro medio de partículas	:	$D_m = 0.05 \text{ m} = 50.00 \text{ mm}$
Coficiente de Manning	:	$n = 0.035$

Caudales de diseño : $Q_{100} = 146.00 \text{ m}^3/\text{s}$
 $Q_{500} = 153.00 \text{ m}^3/\text{s}$
 Profundidad de Socavación : $d_s - d_0 = 3.00 \text{ m}$

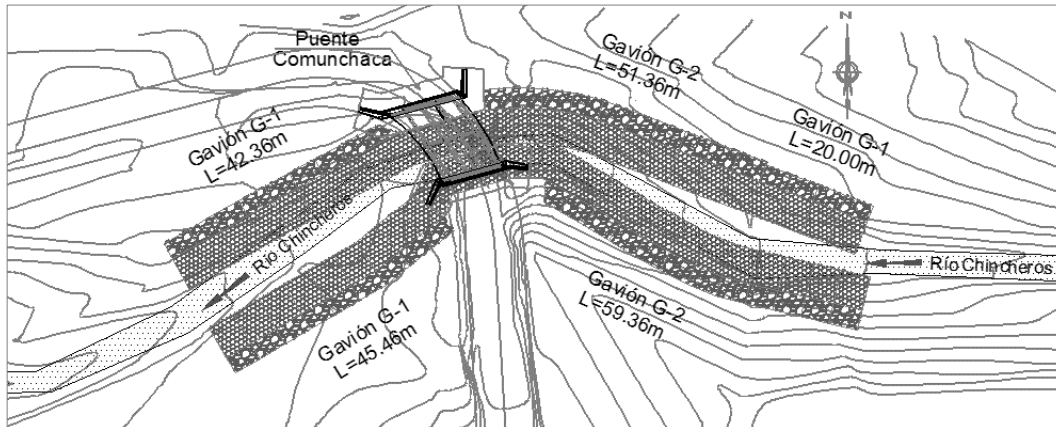


Figura N° 32. Esquema en planta del puente Comunchaca y obras de protección de riberas.

El puente Comunchaca se encuentra protegido por un sistema de gaviones en ambos márgenes, se ha dispuesto dos tipos, el gavión tipo G-1 cuya altura es de 4.00 metros y el gavión tipo G-2 cuya altura es de 5.00, ubicados en diferentes ejes, además cuentan con un sistema de colchonetas de gaviones, esto de acuerdo a los resultados obtenidos para la socavación y el nivel de aguas máximas extraordinarias, tal como se muestra en la figura N° 33.

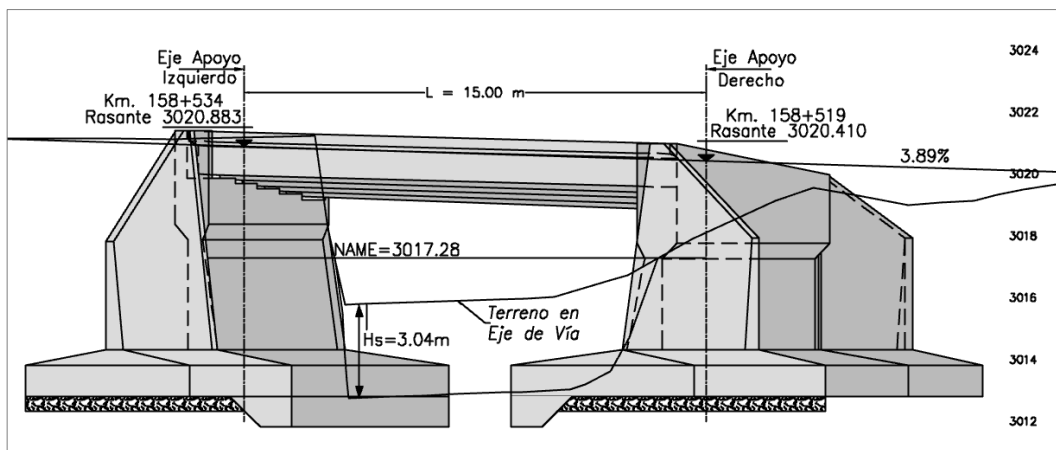


Figura N° 33. Esquema general del puente Comunchaca, Chincheros, Apurímac.

El río Chincheros experimenta un estrechamiento en la zona correspondiente a la ubicación del puente Comunchaca, un ensanchamiento del cauce aguas arriba y aguas debajo de la ubicación del puente, estas características son importantes ya

que modifican el comportamiento del flujo en dicho tramo; con la información registrada en el estudio de hidrología e hidráulica no es posible estimar cualitativamente los efectos del caudal asociados a las diferentes velocidades consideradas en cada sección transversal, ya que una curva de remanso depende de la geometría del canal, debido a ello se plantea la necesidad de realizar una evaluación hidráulica para establecer una mejor apreciación del diseño de protección.

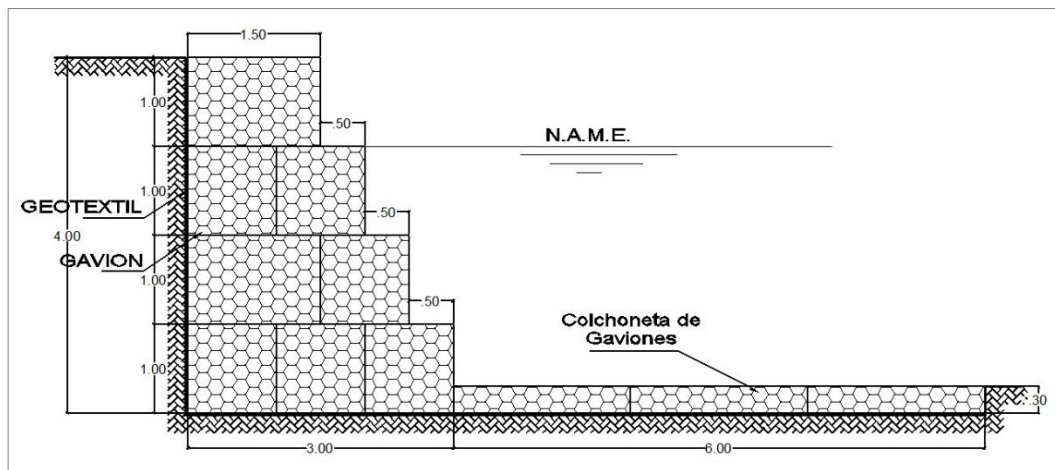


Figura N° 34. Sección típica de gavión G-1, h = 4.00 m.

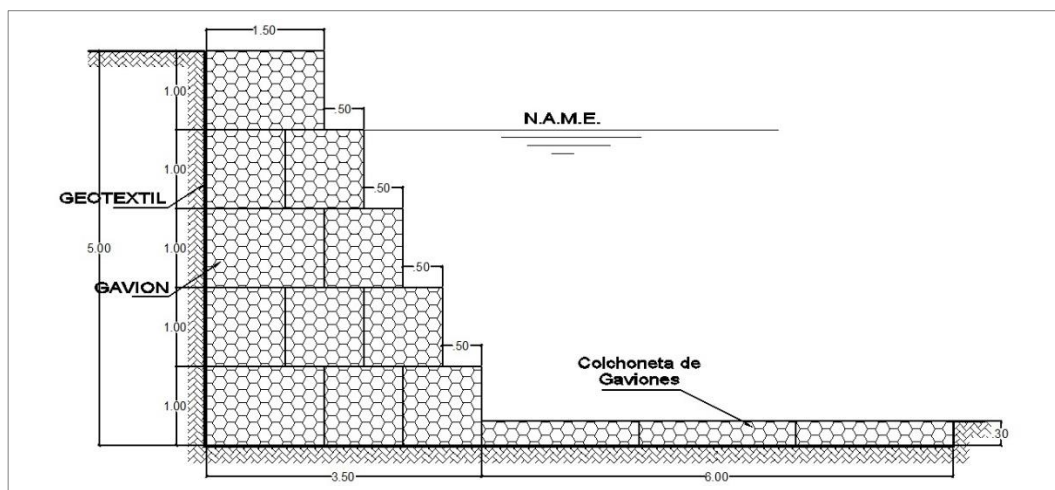


Figura N° 35. Sección típica de gavión G-2, h = 5.00 m.

La función de los muros gaviones es brindar protección y estabilidad al Puente Comunchaca, la protección de riberas y también el encauzamiento del río Chincheros, de acuerdo a las figuras N° 34 y N° 35 se puede observar las características geométricas de los gaviones y también las colchonetas de

gaviones, comprobando que en ambos casos presentan el mismo diseño geométrico que consiste en tres colchonetas de 2.00 metros cada una unidas entre sí cuya profundidad es de 30 centímetros.

Se concluye que cauce del río Chincheros, en el tramo que comprende la construcción del puente y las defensas ribereñas, ha experimentado una alteración en sus características geométricas, una notable disminución en la sección ubicada en el puente y por otro lado el ensanchamiento del cauce aguas arriba y abajo, lo que condiciona una reevaluación de los resultados a través del modelamiento hidráulico del cauce considerando las modificaciones consideradas.



Figura N° 36. Vista general del puente Comunchaca y defensas ribereñas.

Las fichas técnicas FT-004a y FT-004b, mostradas en el Anexo 1. Fichas técnicas de evaluación de campo, presentan los datos de la evaluación ejecutada durante octubre del año 2019, se resalta la evaluación de la situación actual de las defensas ribereñas, además se ha tomado la lectura de marcas de agua para generar el caudal máximo representativo durante su periodo de servicio. De acuerdo al análisis de riesgo (Chow, 1994), se ha calculado un riesgo de falla equivalente a 5.85 %, para un periodo de retorno de 100 años y 6 años de servicio.

4.5. PUENTE PAMPAS Y ENROCADOS DE PROTECCIÓN

El puente Pampas está ubicado sobre el río que lleva el mismo nombre, en la frontera entre los departamentos de Apurímac y Ayacucho, es parte de la infraestructura de la carretera nacional Ayacucho - Andahuaylas - Abancay y representa el nexo más importante entre ambas regiones, durante muchas décadas soportó la agresividad de la naturaleza y también de grupos sociales en pleno conflicto interno durante la década de los años 80.

El puente Pampas se encuentra cimentado sobre una formación de material cuyo origen es aluvional, formado por limos arenosos que contienen gravas de origen volcánico, angulosas a subangulosas, aguas arriba del puente, el cauce tiene libertad de movimiento debido a las amplias llanuras de inundación, la forma de la sección va cambiando a medida que se aproxima al puente Pampas, donde por razones naturales se evidencia un estrechamiento y tal característica se extiende aguas abajo, este efecto natural genera vulnerabilidad en la zona donde se ubica el puente, debido a que los efectos erosivos suelen desprender grandes masas de tierra generando embalses que ponen en riesgo la estabilidad del puente, tal como lo ocurrido en marzo del año 2011, de acuerdo a informes del Instituto Nacional de Defensa Civil, se produjo un deslizamiento aguas abajo debido a las intensas precipitaciones, obstaculizando el cauce y formando un embalse natural cuyos niveles excedieron el nivel del puente causando el colapso de la estructura, dejando incomunicadas las regiones de Apurímac y Ayacucho. El tipo de puente emplazado era de tipo Bailey con una longitud de 58 metros, el cual fue sustituido por un puente de tipo viga losa, cuya longitud es de 60 metros.

El estudio hidrológico e hidráulico está incluido en el expediente técnico denominado: "Estudio Definitivo para la Rehabilitación y Mejoramiento de la Carretera Ayacucho - Abancay, Tramo: km 98+800 - km 154+000", donde se registra la información necesaria para el presente análisis, como topografía y características geométricas del río Pampas y del puente del mismo nombre, registros de datos históricos de precipitación máxima en 24 horas, parámetros físicos y de cálculo para el estudio hidrológico e hidráulico. La ejecución del proyecto inició el año 2012, la construcción del puente Pampas y los enrocados de protección culminaron durante el mes de julio del año 2014, cumpliéndose aproximadamente cinco años y medio de funcionamiento.

De acuerdo al estudio de suelos con fines de cimentación, el puente deberá ser fundado por medio de cimentaciones profundas a través de pilotes de 1.20 metros de diámetro y 6.00 metros de profundidad respecto al nivel de socavación.

A continuación, se muestran los principales parámetros de cálculo y otros datos importantes que han sido extraídos del estudio de hidrología e hidráulica del expediente técnico mencionado.

Coordenadas UTM WGS84	:	626892.81E, 8514542.66N
Área de la Subcuenca	:	$A_{\text{Subcuenca}} = 18778.00 \text{ km}^2$
Diámetro medio de partículas	:	$D_m = 0.0127 \text{ m} = 12.70 \text{ mm}$
Coefficiente de Manning principal	:	$n = 0.04$
Coefficiente de Manning llanura	:	$n = 0.04$
Caudales de diseño	:	$Q_{100} = 3682.00 \text{ m}^3/\text{s}$ $Q_{500} = 4952.00 \text{ m}^3/\text{s}$
Profundidad de Socavación	:	$d_s - d_o = 1.50 \text{ m}$
Diámetro medio de piedra estable	:	$D_{50} = 0.60 \text{ m}$
Profundidad de uña	:	$D_s = 5.00 \text{ m}$

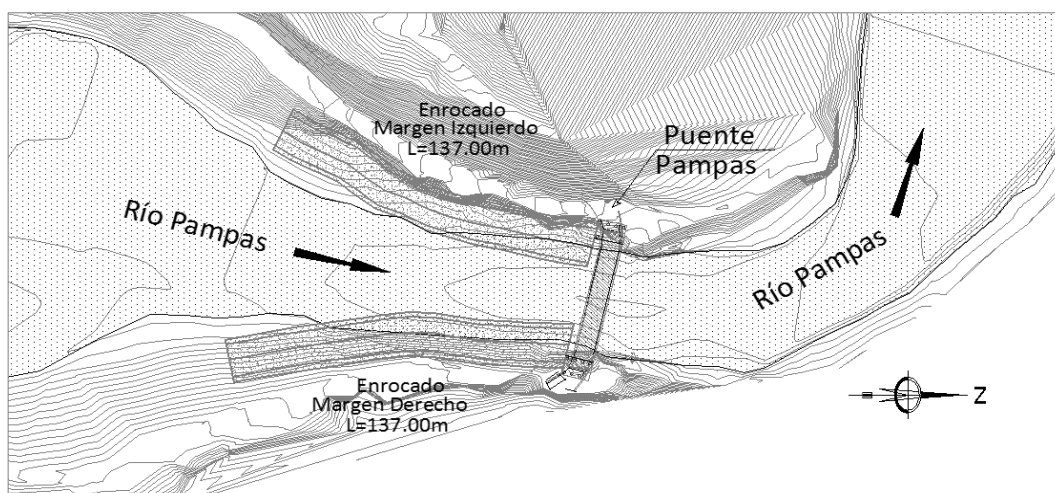


Figura N° 37. Esquema en planta del puente Pampas y obras de protección de riberas.

El registro de resultados para el diseño del enrocado, muestra las siguientes dimensiones para el diámetro de piedra estable a considerar:

Diámetro mínimo piedra estable	:	$D_{50} = 0.30 \text{ m}$
Diámetro medio piedra estable	:	$D_{50} = 0.60 \text{ m}$
Diámetro máximo piedra estable	:	$D_{50} = 1.00 \text{ m}$

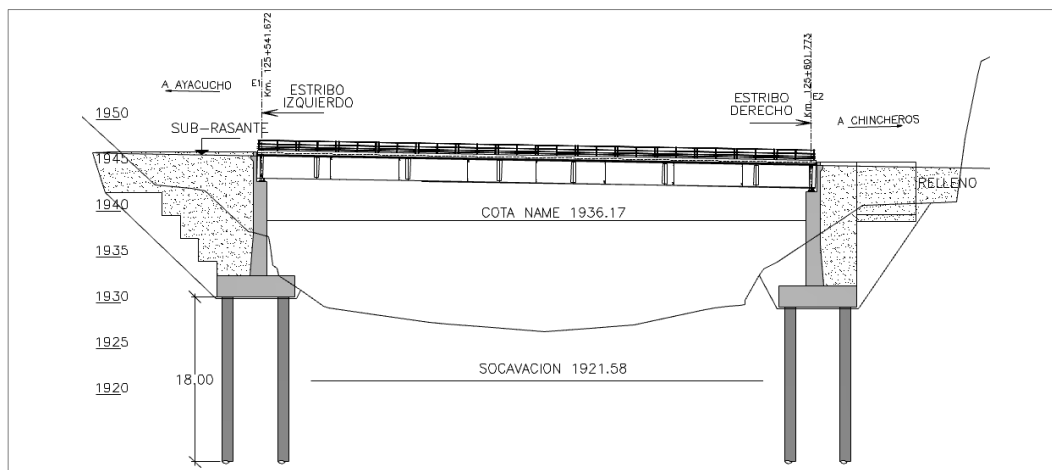


Figura N° 38. Esquema general del puente Pampas, Chincheros, Apurímac.

El protección con enrocados en el río Pampas, tiene la principal función de resguardar la estabilidad del puente Pampas aguas arriba, la disposición de los enrocados puede verificarse en la figura N° 37, y la sección típica se muestra en la figura N° 39, se verifica una altura de enrocados de 11.00 metros, en dos tramos con diferente talud, de acuerdo a recomendaciones para el diseño de estabilidad se sugiere usar taludes exteriores de 1V:2H e interiores de 1V:1.5H, debido a que mayores taludes exceden el ángulo de reposo y ponen en riesgo su estabilidad.

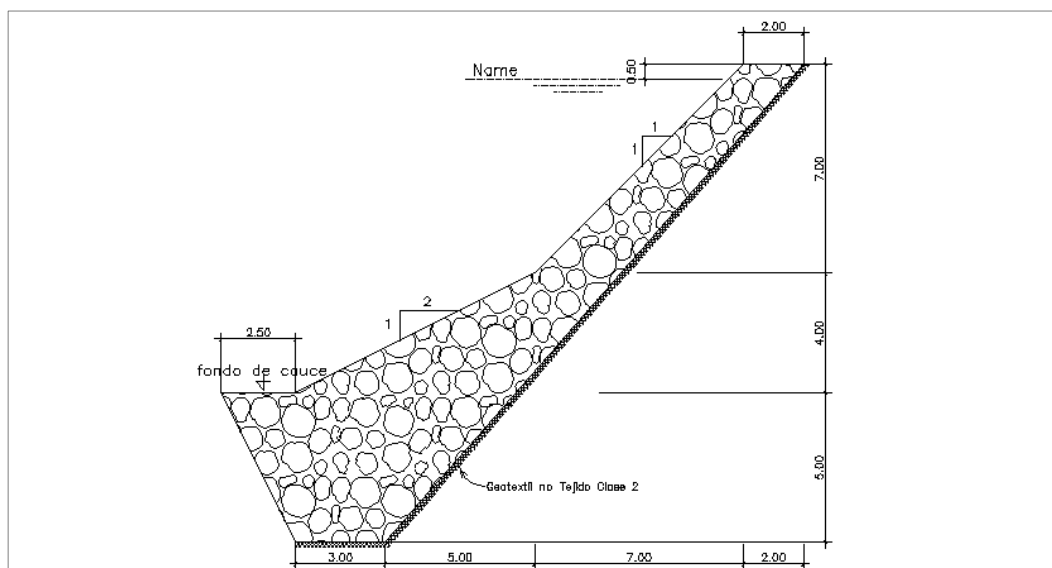


Figura N° 39. Sección típica del enrocado de protección del puente Pampas.

En la Guía de Diseño de Enrocados (Casafranca, 2005), se menciona que el talud en determinada ribera en el cual se va a situar el enrocado, no debe tener una pendiente pronunciada ni mayor a 1V:1.5H, solamente en situaciones especiales

donde haya carencia de espacio necesario para emplazar dicho sistema de control de erosión.

De acuerdo a la figura N° 39, notamos que el talud de la ribera, al igual que el talud exterior del enrocado en la zona superior tienen una relación de 1V:1H, el diseño no respeta las consideraciones referenciadas en la tesis anteriormente mencionada, al igual que en diferentes publicaciones, sería necesario evaluar el comportamiento del diseño, sin embargo, durante el proceso de ejecución, los enrocados fueron construidos con adecuados taludes de 1V:2H aproximadamente, tal como se puede notar en la figura N° 40.

Los enrocados de protección, de acuerdo a los planos incluidos en el proyecto, establecían la construcción desde la progresiva 00+0.00 ubicada en el puente Pampas hasta la progresiva 0+137.00 en ambos márgenes aguas arriba. Sin embargo, podemos verificar su omisión en la figura N° 40.



Figura N° 40. Vista general del puente Pampas y enrocado de protección.

Las fichas técnicas FT-005a y FT-005b, presentadas en el Anexo 1. Fichas técnicas de evaluación de campo, muestran los resultados de la evaluación realizada el mes de octubre del año 2019, donde se verifica el estado actual de las defensas y se ha registrado la lectura de marcas de agua. De acuerdo al análisis de riesgo (Chow, 1994), se ha calculado un riesgo de falla equivalente a 5.38 %, para un periodo de retorno de 100 años y 5.5 años de servicio.

4.6. PUENTE CALLEBAMBA Y GAVIONES

El puente Callebamba se encuentra ubicado en sector de Callebamba perteneciente al distrito de Chincheros, provincia de Chincheros en el departamento de Apurímac. Está emplazado sobre el río Chincheros y forma parte de la infraestructura de la carretera Callebamba – Inkachaca – Pariabamba. De acuerdo al estudio tiene una longitud de 51.82 metros entre ejes de estribos, con una subestructura de concreto armado, de un solo tramo y 4.20 metros de ancho de rodadura.

A finales del año 2015 se formula el expediente técnico denominado "Construcción de Defensa Ribereña de la Margen Derecha del Rio Pampas y Tributarios entre las Localidades de San Cristóbal y Ahuayro, Distritos de Huaccana y Chincheros, Provincia de Chincheros, Región de Apurímac", donde se realizó el primer estudio hidrológico e hidráulico de la zona y se establece la construcción de defensas ribereñas formadas de gaviones cuya sección típica se muestra en la figura N° 43, las defensas están dispuestas en ambas márgenes con una extensión de 100 metros aguas arriba y 100 metros aguas abajo desde el eje de cada estribo. Sin embargo, el detalle más importante del mencionado estudio está referido a la distancia de los ejes de gaviones en la ubicación del puente, ambos ejes están separados por no más de 20 metros generando un súbito estrechamiento del río donde el ancho del cauce en condiciones naturales supera los 60 metros de longitud, considerando un único caudal de diseño para un periodo de retorno de 50 años igual a $62.20 \text{ m}^3/\text{s}$, con dicho valor se procedió a realizar el cálculo del nivel de aguas máximas extraordinarias y profundidad de socavación.

A finales del año 2015 y de manera simultánea, la Municipalidad Provincial de Chincheros comenzó el estudio denominado: "Creación de Puente Carrozable en el Camino Vecinal de Callebamba - Santa Fe del Distrito de Chincheros, Provincia de Chincheros – Apurímac", donde se realiza estrictamente el diseño de la subestructura del nuevo puente Callebamba, debido a que el anterior puente sufrió daños debido a las recurrentes avenidas que causaron su colapso el año 2013. Este proyecto no contempló en el estudio hidrológico e hidráulico la construcción de defensas ribereñas, lo cual indica que las defensas del puente y las riberas serían tomadas del estudio anteriormente mencionado, lo relevante de este proyecto consiste en la consideración de un puente tipo Bailey de 51.82 metros,

diferencia notable en comparación a los aproximados 20 metros del primer estudio mencionado. Para el segundo estudio, el único caudal mencionado corresponde a un periodo de retorno de 500 años, con un valor de $9.60 \text{ m}^3/\text{s}$, datos que también contrastan significativamente entre ambos estudios.

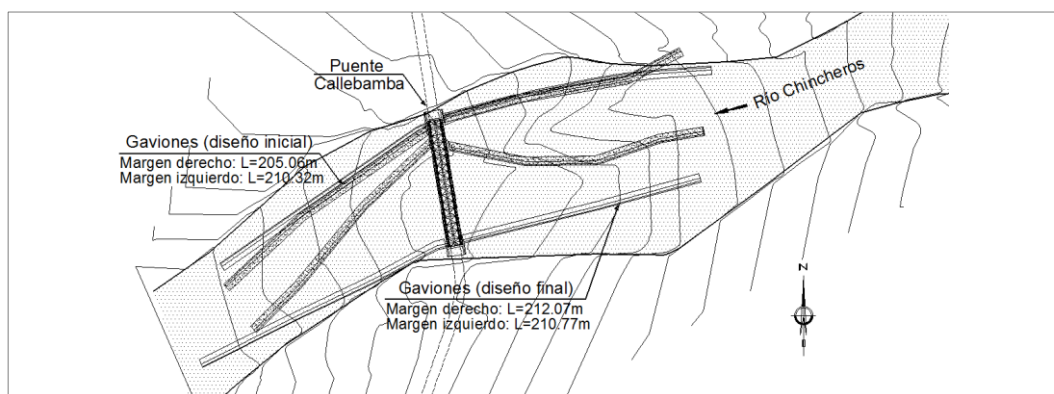


Figura N° 41. Esquema en planta del puente Callebamba y obras de protección de riberas.

La construcción de los estribos y gaviones culminaron durante el mes de enero del año 2016, cumpliéndose aproximadamente cuatro años de funcionamiento. El proyecto se ejecutó de acuerdo a las dimensiones establecidas en la figura N° 42.

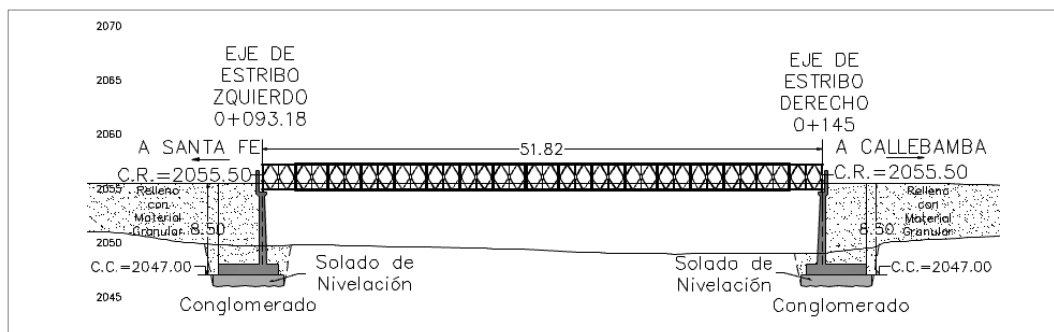


Figura N° 42. Esquema general del puente Callebamba, Chincheros, Apurímac.

Respecto a las defensas ribereñas, los trazos de los ejes fueron cambiados en campo, acondicionándose a la nueva disposición de los estribos, aunque esta medida es menos invasiva y se acomoda mejor al cauce natural, no se comprobó el nuevo nivel de aguas máximas extraordinarias y tampoco se realizaron estudios para verificar la nueva profundidad de socavación; el diseño inicial y el diseño final, tal como luce actualmente, se puede observar en el esquema presentado anteriormente en la figura N° 41.

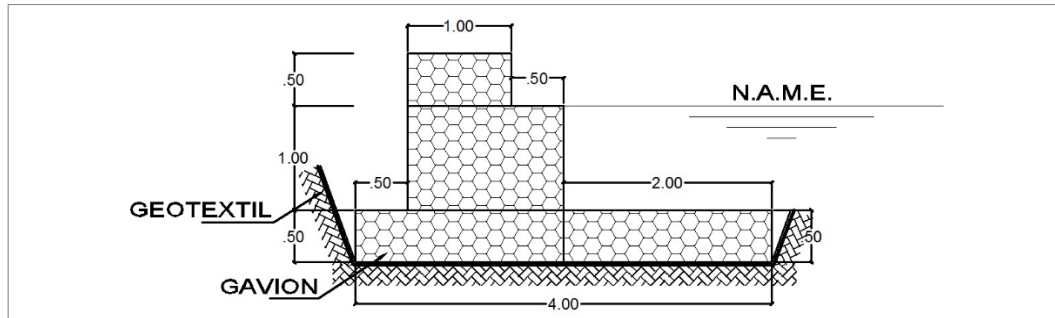


Figura N° 43. Sección típica de gavión margen derecha e izquierda G-1, $h = 2.00$ m.

En la actualidad el puente Callebamba brinda una conexión entre las localidades de Callebamba, Inkachaca y Pariabamba, y no se ha verificado problemas de erosión ni tampoco de niveles de agua que puedan poner en riesgo la estabilidad de la superestructura. Sin embargo, es preciso recalcar que el resultado final de la construcción del puente y defensas ribereñas es producto de dos diferentes expedientes técnicos, que fueron formulados simultáneamente sin que ninguno de los dos tomara en cuenta el otro expediente, con parámetros de diseño completamente diferentes, lo que podrían acarrear graves consecuencias.



Figura N° 44. Vista general del puente Callebamba y defensas ribereñas.

Las fichas técnicas FT-006a y FT-006b, mostradas en el Anexo 1. Fichas técnicas de evaluación de campo, manifiestan los resultados de la evaluación ejecutada durante el mes de octubre del año 2019, en las que se verifica la situación actual de los gaviones y se ha registrado la lectura de marcas de agua. Conforme al análisis de riesgo (Chow, 1994), se ha calculado un riesgo de falla equivalente a 3.94 %, para un periodo de retorno de 100 años y 4 años de servicio.

CAPÍTULO V: ANÁLISIS Y RESULTADOS

5.1. DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA CUENCA DEL RÍO PAMPAS

La cuenca del río Pampas está ubicada en la sierra sur del país. Está comprendida dentro de los departamentos de Huancavelica, Ayacucho y Apurímac, corresponde al sistema hidrográfico del Atlántico, cuenta con una superficie de 23236.37 km² y un perímetro de 1181.86 km. Tiene su origen en la laguna de Choclococha, a una altitud próxima a los 4454 msnm y desemboca en la margen izquierda del río Apurímac a una altitud de 975 msnm aproximadamente. La cuenca tiene una pendiente media de aproximadamente 0.63 %, de acuerdo al método del rectángulo equivalente, una longitud de cauce principal cercana a 412.27 km, lo cual genera una pendiente media de 0.84 %.

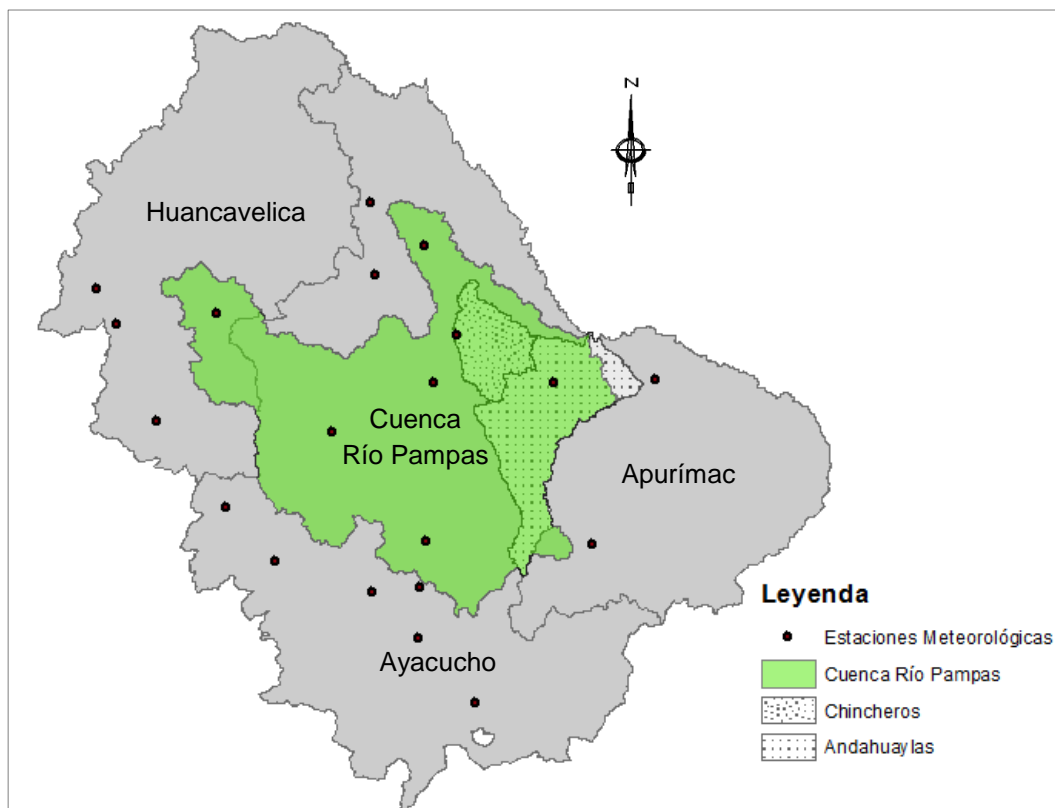


Figura N° 45. Ubicación de la cuenca del río Pampas y zonas de análisis.

Una de las principales actividades económicas de la cuenca del río Pampas consiste en la actividad agrícola, desarrollada en la parte baja de la cuenca, donde el sistema de riego, principalmente por gravedad, es dotado durante casi todo el

año, la ganadería se desarrolla en la parte media de la cuenca debido a la beneficiada presencia de pastos naturales.

“La Geología en la cuenca del río Pampas es variada, se han identificado 21 unidades geológicas, siendo las más representativas: Grupo Barroso (NQ-v) con 16.68 %, Formaciones: Alpabamba, Palca, Maure, etc. (Nm-vs) con un 14.66 %, Formaciones: Yura, Lagunillas, Formación Tinajones (JsKi-mc) con un 8.69 % del área total de la cuenca, información que se muestran en el cuadro N° 9.” (ANA, 2010)

Cuadro N° 9. Grupos geológicos presentes en la cuenca del río Pampas.

Fuente: Evaluación de Recursos Hídricos Superficiales en la Cuenca del Río Pampas, ANA, 2010.

Era	Sistema	Serie	Símbolo	Área (ha)	Área (%)	Unidades Intrusivas	Símbolo	Área (ha)	Área (%)
CENOZOICO	CUATERNARIO	HOLOCENA	Qh-c	227,676	9.80	Neogeno, andesita- riolita, Neogeno, granodirita-tonalita, Batolito de Abancay, Cuerpos Subvolcanicos, Cretaceo Paleog.ton/gd.	N-an/ri N-gd/to PN-gd/to P-an/ri KP-to/gd	25583	1.10
	NEOGENO	PLEISTOCENA	NQ-c	1,505	0.06				
			NQ-v	387,587	16.68				
			Np-v	177,697	7.65				
			Np-vs	4,542	0.20				
		MIOCENA	Nm-vs	340,734	14.66				
		OLIGOCENA	PN-vs	47,922	2.06				
	PALEOGENO	EOCENA	Pe-vs	492	0.02				
		PALEOCENA	Pp-vs	188	0.01				
			KsP-c	60,170	2.59				
MESOZOICA		SUPERIOR	Kis-m	157,057	6.76				
	CRETACEO	INFERIOR	Ki-m	2,695	0.12				
			Ki-mc	1,547	0.07				
	JURASICO	SUPERIOR	JsKi-mc	20,1831	8.69				
		MEDIO	Jm-m	26,966	1.16				
	TRIASICO	SUPERIOR	TsJi-m	99,588	4.29				
PALEO	PERMIANO	SUPERIOR	Ps-c	163,790	7.05	Plutones Tardihercnicos	PT-mzg/gr	183807	7.91
	CARBONIFERO	SUPERIOR	CsP-m	158,607	6.83	Tonalitas y granodioritas pale	P-to/gd	4222	0.18
	DEVONANNO	MEDIO	D-m	7,403	0.32				
NEOPROTEROZOICA			PeA-el/gn	45	0.00				
OTROS			Lag	9,971	0.43				
TOTAL				2,078,013	89.43			245625	10.57

De acuerdo al mapa de Capacidad de Uso Mayor de las Tierras elaborado por la Oficina Nacional de Evaluación de Recursos Naturales ONERN, es posible apreciar 18 formaciones, donde se verifica la predominancia del tipo Pastoreo de páramo, Calidad Agrológica Baja - Protección. Limitación por suelo y erosión con un alto valor de 31.42 %, seguido de Protección (Bosque nuboso) con un valor de 13.93 %, Protección - Pastoreo, Calidad Agrológica Baja - Cultivos en Limpio, Calidad Agrológica Baja con 10.90 %, Protección - Pastoreo, Calidad Agrológica. Limitación por suelo y erosión con 8.89 %, entre otros valores que pueden verificarse en el cuadro N° 10.

Cuadro N° 10. Unidades Capacidad de Uso Mayor de la cuenca del río Pampas.

Fuente: Oficina Nacional de Evaluación de Recursos Naturales, ONERN.

N°	Descripción	Símbolo	Área (ha)	Área (%)
1	Cultivos en Limpio - Pastoreo - Protección. Calidad agrologica Baja. Limitacion por suelo y erosion.	A3se-P3se-Xse	5,345	0.23
2	Pastoreo de paramo, Calidad Agrologica Baja - Protección. Limitacion por suelo y erosion	P2sc-Xse	730,052	31.42
3	Pastoreo de paramo, Calidad Agrologica Media - Protección. Limitacion por suelo y erosion.	P2se-Xse	184,938	7.96
4	Pastoreo de paramo, Calidad Agrologica Media. Protección. Limitacion por suelo, erosion y clima.	P3sec-Xse	202,489	8.71
5	Proteccion - Cultivos Permanentes - Cultivos en Limpio. Calidad Agrologica Baja, limitacion por suelo, erosion.	Xn	9,660	0.42
6	Proteccion - Forestales. Calidad Agrologica Baja, limitacion por suelo y erosion.	Xse	14,566	0.63
7	Proteccion - Pastoreo - Cultivos en Limpio. Calidad Agrologica Baja, limitacion por suelo, erosion y clima.	Xse-C3se(r)-A3se(r)	10,233	0.44
8	Proteccion - Pastoreo - Cultivos en Limpio. Calidad Agrologica Baja. Limitacion por suelo, erosion y clima.	Xse-F3se	17,061	0.73
9	Proteccion - Pastoreo de paramo, Calidad Agrologica Baja, limitacion por suelo, erosion y clima.	Xse-P2sc	75,967	3.27
10	Proteccion - Pastoreo de paramo, Calidad Agrologica Baja. Limitacion por suelo, erosion y clima.	Xse-P3s(t)-C3se	35,594	1.53
11	Proteccion - Pastoreo temporal - Cultivos Permanentes. Calidad Agrologica Baja, limitacion por suelo y erosion.	Xse-P3se	5,653	0.24
12	Proteccion - Pastoreo, Calidad Agrologica Baja - Cultivos en Limpio, Calidad Agrologica Baja.	Xse-P3se-A3se	253,196	10.9
13	Proteccion - Pastoreo, Calidad Agrologica. Limitacion por suelo y erosion.	Xse-P3se-A3sec	206,472	8.89
14	Proteccion (Bosque nuboso)	Xse-P3sec	323,795	13.93
15	Proteccion - Pastoreo temporal - Cultivos Permanentes. Calidad Agrologica Baja, limitacion por suelo y erosion.	Xse-P3sec-A3sec	156,772	6.75
16	Proteccion (limitacion por suelo y erosion)	Xse**	81,405	3.5
17	Otros Laguna	Lag	9,971	0.43
18	Nevado	Nv	469	0.02
T O T A L			2,323,637	100.00

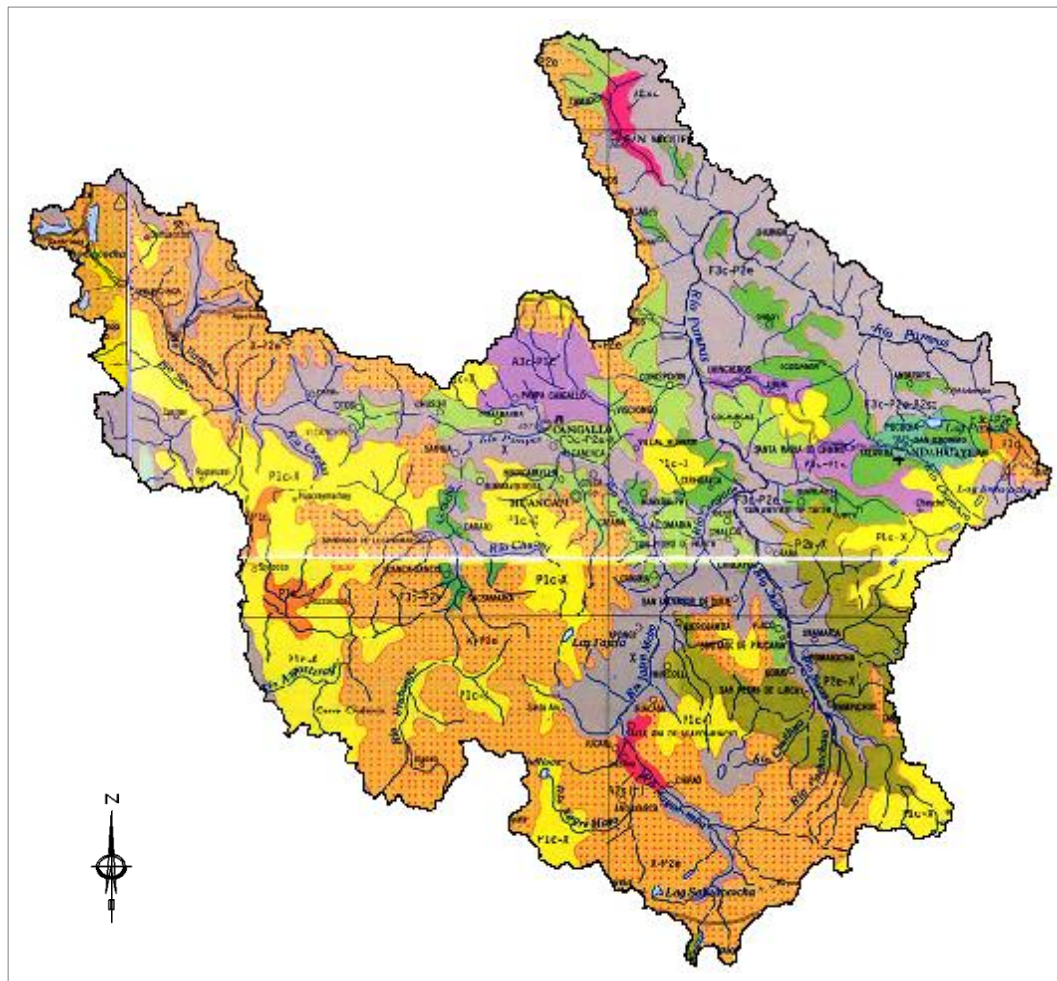


Figura N° 46. Capacidad de Uso Mayor de Suelos (CUM) cuenca río Pampas (ONERN).

5.2. ANÁLISIS DE LA PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 HORAS

5.2.1. Cuenca del Río Pampas

En el capítulo anterior se mencionó diversos motivos que fundamentaban la necesidad de volver a realizar los cálculos hidrológicos debido a múltiples criterios que generaban incertidumbre en los resultados de los estudios descritos en el diagnóstico, por ello se plantea y desarrolla un estudio completo del comportamiento de las precipitaciones máximas en la cuenca del río Pampas, el parámetro usado en este caso corresponde a la Precipitación Máxima en 24 Horas, se cuenta con el registro histórico de 21 estaciones meteorológicas distribuidas en los tres departamentos que contienen a la cuenca del río Pampas, tal como se muestra en la figura N° 45, las estaciones consideradas se muestran a continuación:

Cuadro N° 11. Datos generales de las estaciones consideradas.

Fuente: Elaboración propia.

N	Estación	Departamento	Provincia	Distrito	Coordenadas Geográficas		Altitud (msnm)
					Latitud (S)	Longitud (O)	
1	Abancay	Apurímac	Abancay	Abancay	13° 38' 1"	72° 53' 1"	2776
2	Andahuaylas	Apurímac	Andahuaylas	Andahuaylas	13° 38' 55"	73° 22' 0"	2865
3	Chalhuanca	Apurímac	Aymaraes	Chalhuanca	14° 23' 34"	73° 10' 45"	3358
4	Curahuasi	Apurímac	Abancay	Curahuasi	13° 33' 9"	72° 44' 6"	2737
5	Pampas	Apurímac	Chincheros	Chincheros	13° 26' 0"	73° 49' 41"	2032
6	Andamarca	Ayacucho	Lucanas	Carmen Salcedo	14° 23' 0"	73° 58' 0"	3490
7	Carhuani	Ayacucho	Paríacochas	Chumpi	15° 8' 0"	73° 44' 0"	3000
8	Ceccana	Ayacucho	Lucanas	Puquio	14° 36' 0"	74° 0' 0"	4100
9	Cecchapampa	Ayacucho	Lucanas	San Pedro	14° 50' 0"	74° 0' 1"	3900
10	Huamanga	Ayacucho	Huamanga	Ayacucho	13° 9' 1"	74° 13' 1"	2761
11	Llauta	Ayacucho	Lucanas	Llauta	14° 14' 0"	74° 55' 0"	2550
12	Luricocha	Ayacucho	Huanta	Luricocha	12° 49' 1"	74° 14' 1"	3790
13	Lucanas	Ayacucho	Lucanas	Lucanas	14° 37' 12"	74° 13' 12"	3375
14	Otoca	Ayacucho	Lucanas	Otoca	14° 29' 0"	74° 41' 0"	1825
15	Rayusca	Ayacucho	Lucanas	Sanco	13° 53' 0"	74° 25' 0"	3735
16	San Miguel	Ayacucho	La Mar	San Miguel	13° 1' 0"	73° 59' 0"	2661
17	Vilcashuamán	Ayacucho	Cangallo	Vilcashuamán	13° 38' 54"	73° 56' 4"	3650
18	Huachos	Huancavelica	Castrovirreyna	Huachos	13° 13' 14"	75° 32' 0"	2680
19	Los Libertadores	Huancavelica	Huaytará	Pilpichaca	13° 20' 0"	74° 58' 0"	3710
20	Santiago de Chocorvos	Huancavelica	Huaytará	Santiago de Chocorvos	13° 49' 59"	75° 15' 3"	2700
21	Ticrapo	Huancavelica	Castrovirreyna	Ticrapo	13° 23' 1"	75° 26' 1"	2174

Los registros históricos correspondientes a las 21 estaciones consideradas fueron analizadas estadísticamente mediante 5 distribuciones de probabilidad: Normal, Log Normal, Pearson Tipo III, Log Pearson Tipo III y Gumbel, el método para seleccionar la distribución de probabilidad que mejor se ajusta las diferentes muestras de datos fue la Prueba de Bondad de Ajuste Kolmogorov-Smirnov, con lo cual se obtuvo diferentes precipitaciones para 2; 5; 10; 20; 25; 50; 100; 200 y 500 años de periodo de retorno, los resultados del análisis estadístico se muestran en el cuadro N° 12.

Cuadro N° 12. Resultados distribución de probabilidad – Precipitación máxima en 24 horas.

Fuente: Elaboración propia.

N	Estación	Distrib. Probab.	Precipitación de Diseño								
			P ₂ (mm)	P ₅ (mm)	P ₁₀ (mm)	P ₂₀ (mm)	P ₂₅ (mm)	P ₅₀ (mm)	P ₁₀₀ (mm)	P ₂₀₀ (mm)	P ₅₀₀ (mm)
1	Abancay	L.P.T.III	27.10	32.71	36.54	40.30	41.52	45.34	49.27	53.34	58.97
2	Andahuaylas	L.Norm.	25.33	31.24	34.85	38.15	39.17	42.24	45.21	48.10	51.86
3	Chalhuanca	P.T.III	34.83	43.55	48.98	53.95	55.48	60.08	64.50	68.79	74.32
4	Curahuasi	P.T.III	25.79	33.17	38.24	43.13	44.68	49.44	54.15	58.84	65.03
5	Pampas	L.P.T.III	23.32	29.77	32.85	35.14	35.77	37.42	38.73	39.80	40.90
6	Andamarca	Gumbel	26.44	34.18	39.31	44.23	45.79	50.59	55.36	60.11	66.38
7	Carhuainillas	L.P.T.III	30.55	42.40	49.35	55.42	57.23	62.51	67.35	71.84	77.31
8	Cocccana	P.T.III	32.62	44.16	50.80	56.59	58.33	63.46	68.26	72.80	78.50
9	Cecchapampa	Gumbel	32.33	39.51	44.25	48.81	50.26	54.71	59.13	63.53	69.34
10	Huamanga	Normal	27.71	35.66	39.82	43.26	44.26	47.12	49.70	52.06	54.91
11	Llauta	Gumbel	19.80	27.78	33.05	38.12	39.72	44.67	49.58	54.47	60.93
12	Luricocha	Normal	25.90	32.28	35.63	38.38	39.19	41.49	43.56	45.45	47.74
13	Lucanas	Normal	29.20	38.60	43.51	47.57	48.76	52.14	55.18	57.97	61.35
14	Otoca	P.T.III	13.10	20.51	25.21	29.56	30.91	34.98	38.92	42.76	47.72
15	Rayusca	L.Norm.	13.78	22.69	29.45	36.54	38.90	46.56	54.73	63.45	75.91
16	San Miguel	L.Norm.	30.66	37.92	42.38	46.45	47.71	51.50	55.17	58.75	63.41
17	Vicashuamán	P.T.III	29.55	37.33	42.20	46.68	48.06	52.23	56.24	60.15	65.18
18	Huachos	L.P.T.III	25.75	32.72	37.23	41.49	42.84	46.98	51.09	55.23	60.75
19	Los Libertadores	L.P.T.III	32.12	36.75	39.31	41.48	42.13	44.00	45.72	47.32	49.28
20	Santiago de Chocorvos	Gumbel	19.78	30.72	37.96	44.91	47.11	53.90	60.64	67.36	76.22
21	Ticrapo	P.T.III	22.51	30.17	34.46	38.15	39.25	42.46	45.44	48.23	51.70

A continuación, se muestra el mapa de elevación de la cuenca del río Pampas, es importante su conocimiento debido a la importante relación que existe entre la precipitación y la altitud, los rangos de altitudes de los pisos ecológicos corresponden a las 8 regiones naturales establecidas por el geógrafo peruano Javier Pulgar Vidal, en la cuenca del río pampas podemos distinguir la presencia de 5 regiones naturales: Yunga, Quechua, Suni, Puna y Janca.

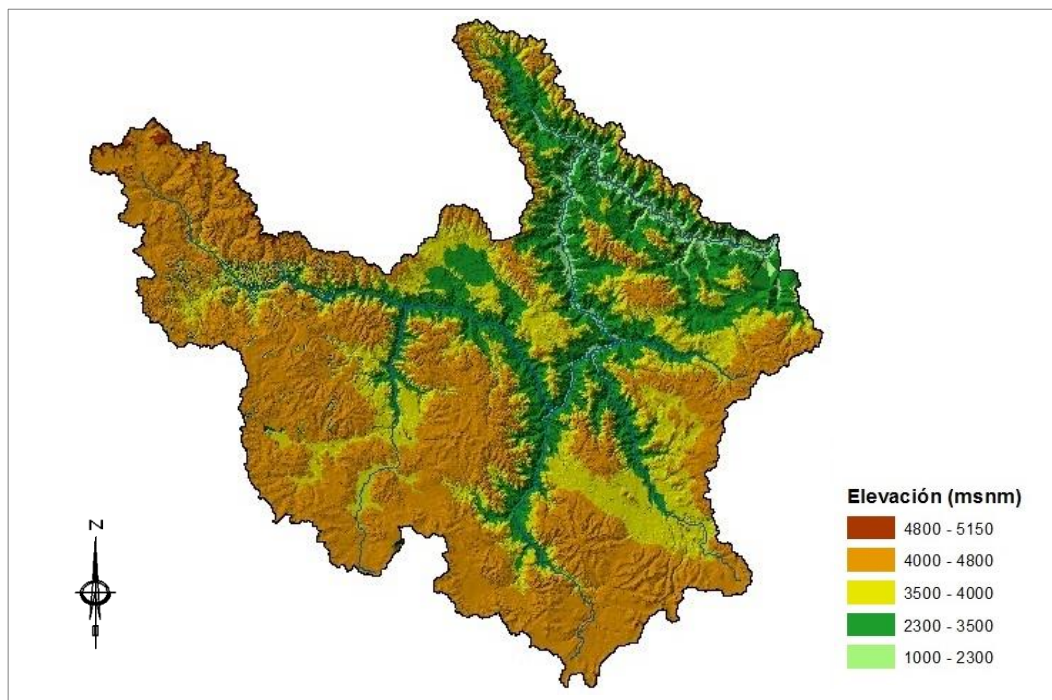


Figura N° 47. MED cuenca río Pampas.

El tipo de precipitación característico en la cuenca del río Pampas, es la de tipo orográfica, de acuerdo al modelo de elevación mostrado en la figura N° 47, se tiene la predominancia de la región Puna y con presencia en menor cantidad de la región Janca. Estas regiones actúan como una barrera para las masas de aire húmedo que se dirigen a la zona oriental del país, al entrar en contacto las masas de aire húmedo con la cadena montañosa, se generan las precipitaciones en la cuenca del río Pampas.

Con los resultados del análisis estadístico de los registros históricos de la precipitación máxima en 24 horas de las 21 estaciones meteorológicas consideradas, mostrados en el cuadro N° 12, se tomó el valor de tres resultados de precipitaciones características correspondientes a periodos de retorno de 100; 200 y 500 años. Con dichos valores se procedió a elaborar tres diferentes mapas de isoyetas de precipitación máxima. El resultado del análisis puede observarse en las figuras N° 48, N° 49 y N° 50, se verifica que ante el aumento del periodo de retorno, el comportamiento de las precipitaciones muestra un mayor incremento en la parte centro y sur occidental de la cuenca, resultados que coinciden con el modelo de elevación, figura N° 47, donde identifica la presencia predominante de la región Janca.

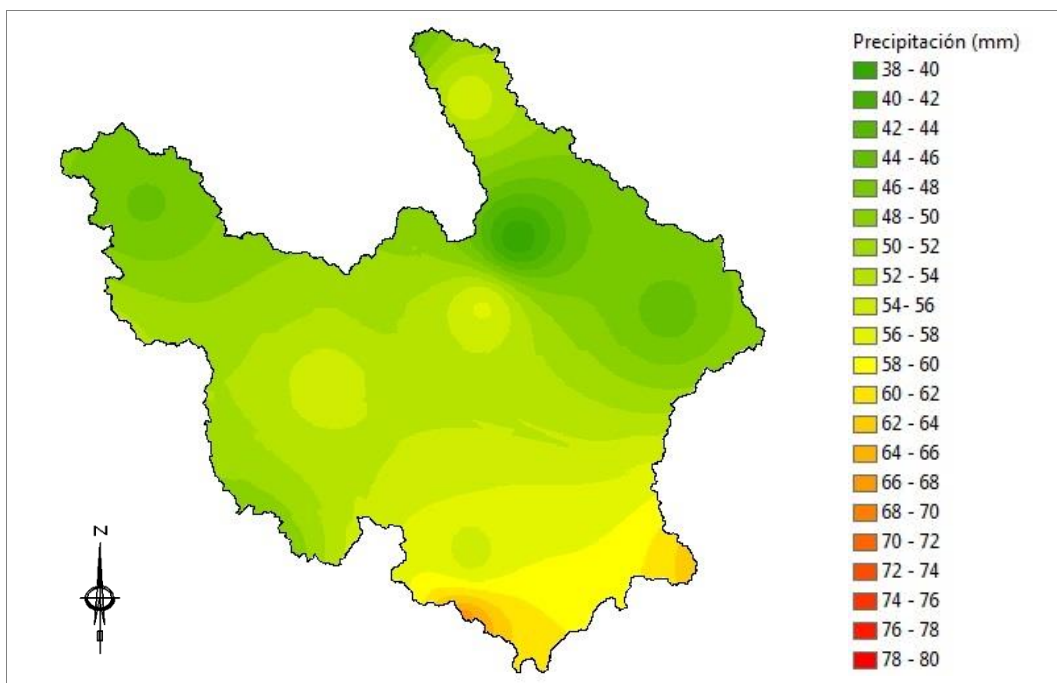


Figura N° 48. Isoyetas de precipitación para la cuenca del río Pampas, $T_R=100$ años.

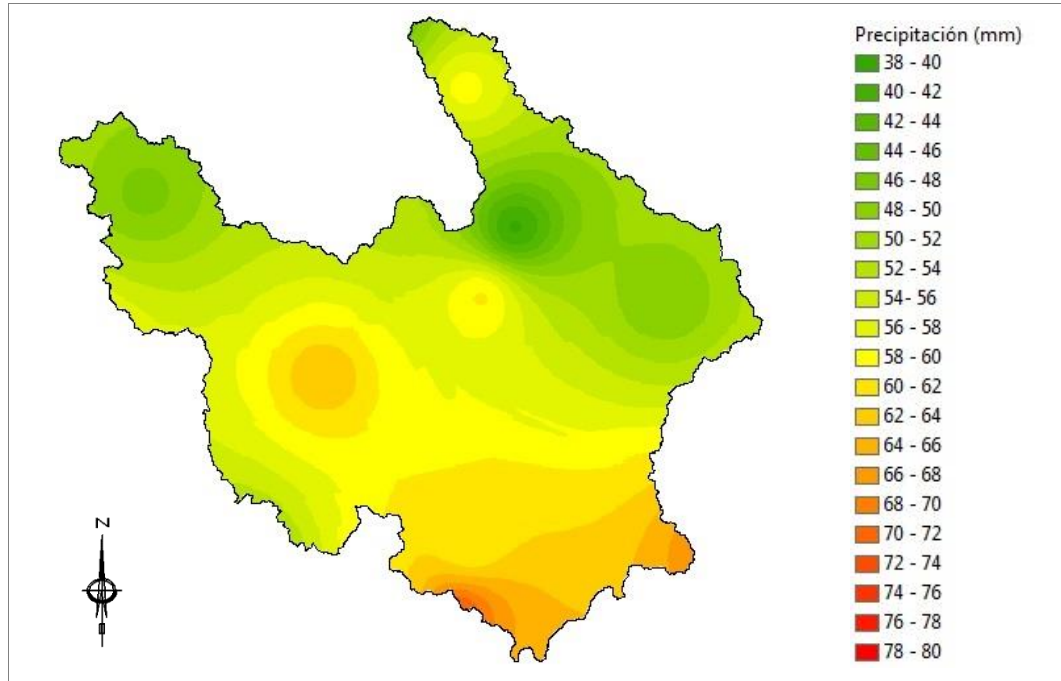


Figura N° 49. Isoyetas de precipitación para la cuenca del río Pampas, $T_R=200$ años.

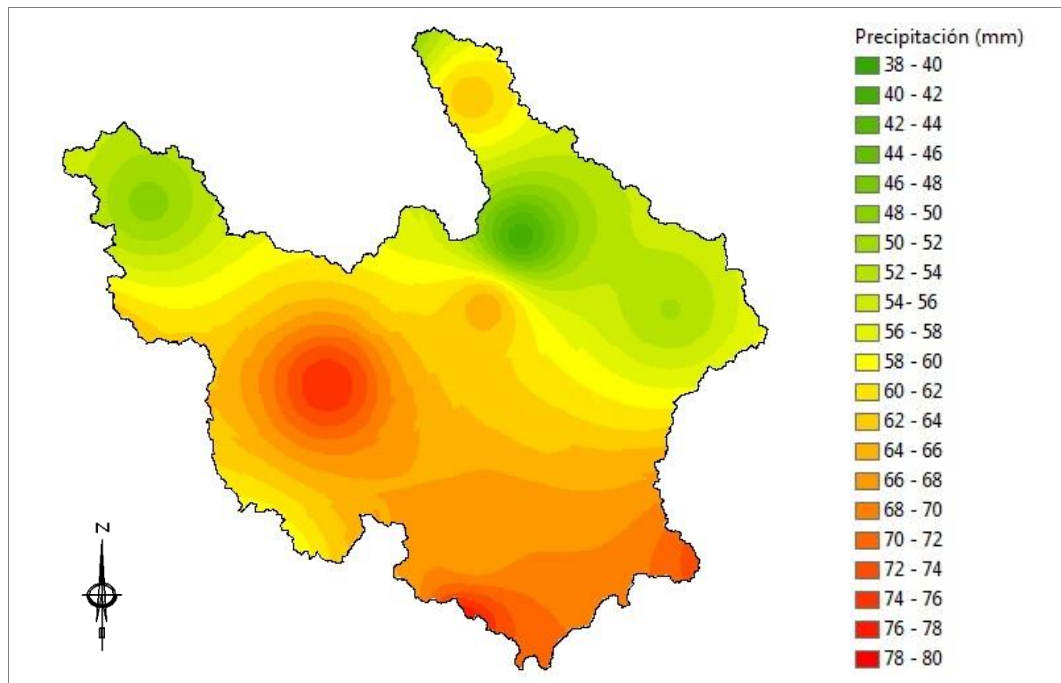


Figura N° 50. Isoyetas de precipitación para la cuenca del río Pampas, $T_R=500$ años.

5.2.2. Subcuenca Chumbao, río Chumbao, puente Pochccota

La subcuenca Chumbao, formada por el río Chumbao, forma parte de la cuenca del río Pampas, está ubicada en la provincia de Andahuaylas, departamento de Apurímac, de acuerdo a la figura N° 14 está ubicada en la zona oriental de la cuenca del río Pampas.

Se elaboró el modelo de elevación para la subcuenca Chumbao, donde podemos identificar la presencia de tres regiones naturales: Quechua (2900 – 3500 msnm), Suni (3500 – 4000 msnm) y Puna (4000 – 4800 msnm), en el que podemos verificar la mayor presencia de la región Puna en la zona sur oriental de la subcuenca.

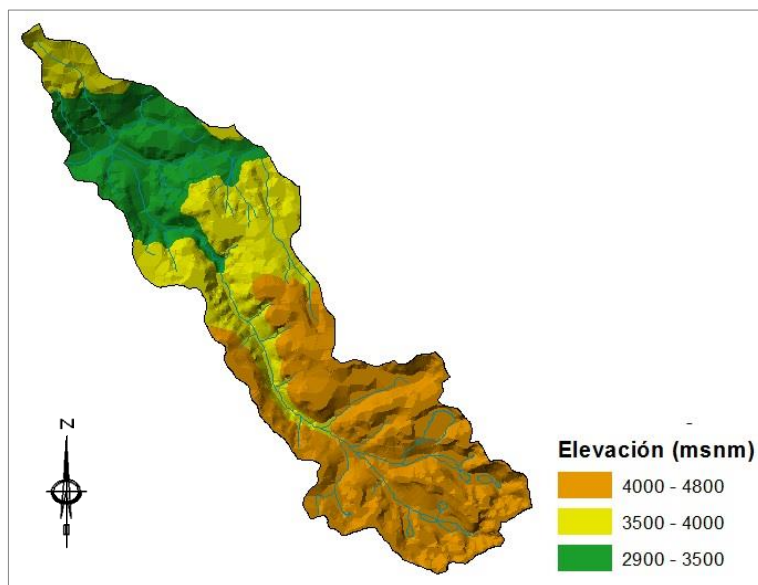


Figura N° 51. MED subcuenca río Chumbao, puente Pochccota.

De acuerdo a los resultados del análisis de distribución de probabilidad y la prueba de bondad de ajuste mostrados en el cuadro N° 12, se elaboró los diferentes mapas de isoyetas de precipitación para la subcuenca Chumbao, correspondientes a los periodos de retorno de 100; 200 y 500 años, los cuales se muestran en la figura N° 52, donde se verifica el incremento de la precipitación máxima de acuerdo al incremento de la altitud mostrada en la figura N° 51.

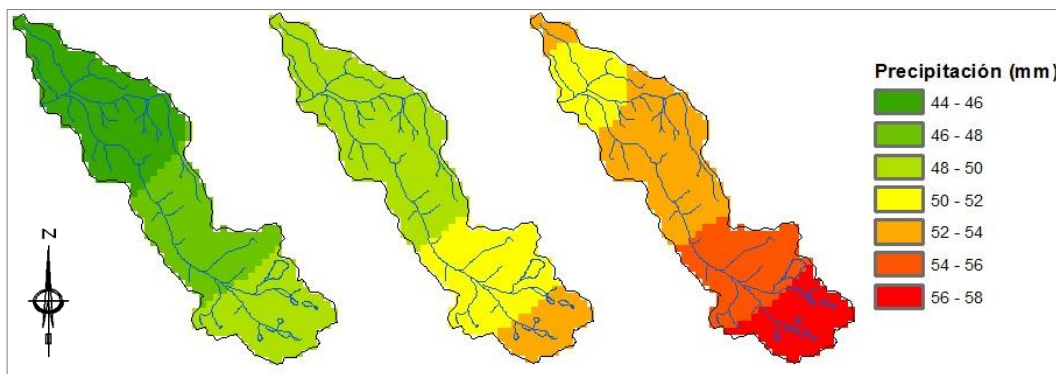


Figura N° 52. Isoyetas de precipitación para la subcuenca Chumbao (P_{100} , P_{200} y P_{500}). Puente Pochccota, muros protección y encauzamiento.

Con los mapas de Isoyetas de precipitación para la subcuenca del río Chumbao, se procede a determinar un solo valor de precipitación característico para cada periodo de retorno, haciendo un promedio ponderado relacionando el valor promedio de precipitación y su respectivo valor de área de influencia. El número de curva se tomó referencialmente del informe denominado Evaluación de Recursos Hídricos Superficiales en la Cuenca del Río Pampas, publicado por la Autoridad Nacional del Agua en diciembre del año 2010, donde se desarrolla el estudio de eventos hidrológicos extremos, el resultado para periodos de retorno de 100; 200 y 500 años se muestra a continuación:

Cuadro N° 13. Análisis de la precipitación para $T_R=100$ años, puente Pochccota.

Fuente: Elaboración propia.

Subcuenca	P_{p_i} (mm)				Área_i (m^2)	Área_i (km^2)	CN_T	P_{p_T} (mm)
Chumbao	44	-	46	45	74705824.98	74.71	76.19	46.68
	46	-	48	47	55388005.52	55.39		
	48	-	50	49	46459032.49	46.46		

Cuadro N° 14. Análisis de la precipitación para $T_R=200$ años, puente Pochccota.

Fuente: Elaboración propia.

Subcuenca	P_{p_i} (mm)				Área_i (m^2)	Área_i (km^2)	CN_T	P_{p_T} (mm)
Chumbao	48	-	50	49	99798224.86	99.80	76.19	50.11
	50	-	52	51	55085096.45	55.09		
	52	-	54	53	21651286.40	21.65		

Cuadro N° 15. Análisis de la precipitación para $T_R=500$ años, puente Pochccota.

Fuente: Elaboración propia.

Subcuenca	Pp _i (mm)				Área _i (m ²)	Área _i (km ²)	CN _T	Pp _T (mm)
Chumbao	48	-	50	49	25453818.84	25.45	76.19	51.95
	50	-	52	51	73649161.48	73.65		
	52	-	54	53	45922755.37	45.92		
	54	-	56	55	31522773.49	31.52		

En la evaluación de los sistemas de control de erosión es importante analizar los periodos húmedos y secos, de acuerdo a este estudio se podrán estimar los periodos de máximas avenidas. El registro más completo de la precipitación máxima en 24 horas corresponde a la estación Curahuasi, en Apurímac, durante el periodo [1973-2018], el promedio de las precipitaciones es 27.598 mm. El puente Pochccota y los muros de encauzamiento tienen aproximadamente tres años y medio de funcionamiento. De acuerdo al análisis de caracterización de años, presentado en el cuadro N° 84 del Anexo 2, se registra un periodo húmedo entre los años [2016-2017] y un año seco durante el 2018, se verifica el mayor valor de la precipitación en el año 2016, equivalente a 35.30 mm, cuyo periodo de retorno es igual a 6.9 años.

5.2.3. Subcuenca Chumbao, río Chumbao, puente Chumbao

La subcuenca Chumbao, formada por el río Chumbao, forma parte de la cuenca del río Pampas, está ubicada en la provincia de Andahuaylas, departamento de Apurímac, de acuerdo a la figura N° 14 está ubicada en la zona oriental de la cuenca del río Pampas.

Se elaboró el modelo de elevación para la subcuenca Chumbao, donde podemos identificar la presencia de tres regiones naturales: Quechua (2900 – 3500 msnm), Suni (3500 – 4000 msnm) y Puna (4000 – 4800 msnm), en el que podemos verificar la mayor presencia de la región Puna en la zona sur oriental de la subcuenca.

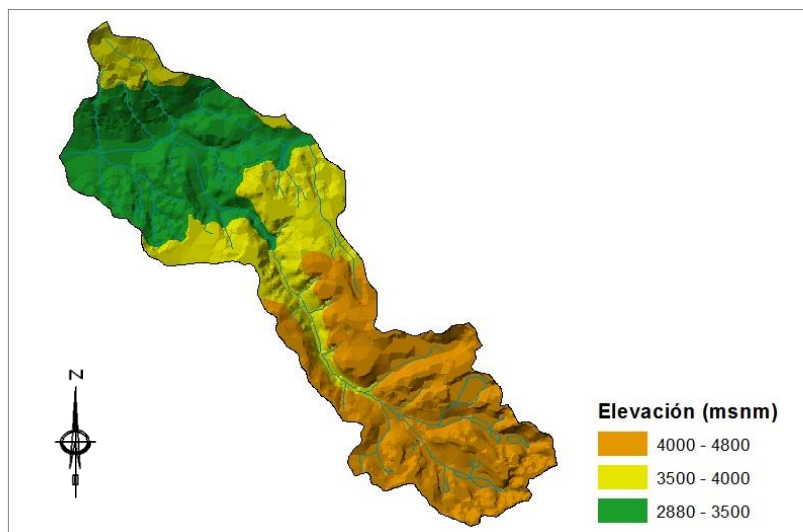


Figura N° 53. MED subcuenca río Chumbao, puente Chumbao.

De acuerdo a los resultados del análisis de distribución de probabilidad y la prueba de bondad de ajuste mostrados en el cuadro N° 12, se elaboró los diferentes mapas de isoyetas de precipitación para la subcuenca Chumbao, correspondientes a los periodos de retorno de 100; 200 y 500 años, los cuales se muestran en la figura N° 54, donde se verifica el incremento de la precipitación máxima de acuerdo al incremento de la altitud mostrada en la figura N° 53.

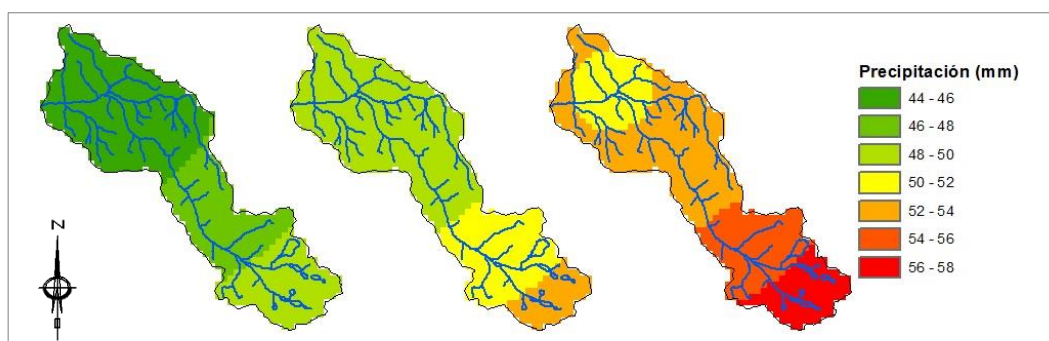


Figura N° 54. Isoyetas de precipitación para la subcuenca Chumbao (P_{100} , P_{200} y P_{500}). Puente Chumbao, enrocados, muros de protección y encauzamiento.

Con los mapas de Isoyetas de precipitación para la subcuenca del río Chumbao, se procede a determinar un solo valor de precipitación característico para cada periodo de retorno, haciendo un promedio ponderado relacionando el valor promedio de precipitación y su respectivo valor de área de influencia. El número de curva se tomó referencialmente del informe denominado Evaluación de Recursos Hídricos Superficiales en la Cuenca del Río Pampas (ANA, 2010),

donde se desarrolla el estudio de eventos hidrológicos extremos, el resultado para periodos de retorno de 100 y 500 años se muestra a continuación:

Cuadro N° 16. Análisis de la precipitación para $T_R=100$ años, puente Chumbao.

Fuente: Elaboración propia.

Subcuenca	Pp _i (mm)				Área _i (m ²)	Área _i (km ²)	CN _T	Pp _T (mm)
Chumbao	44	-	42	43	105222745.80	105.22	76.30	44.88
	46	-	44	45	55388005.52	55.39		
	48	-	50	49	46459032.49	46.46		

Cuadro N° 17. Análisis de la precipitación para $T_R=500$ años, puente Chumbao.

Fuente: Elaboración propia.

Subcuenca	Pp _i (mm)				Área _i (m ²)	Área _i (km ²)	CN _T	Pp _T (mm)
Chumbao	48	-	50	49	51535721.70	51.54	76.30	51.55
	50	-	52	51	78082621.67	78.08		
	52	-	54	53	45922755.37	45.92		
	54	-	56	55	31522773.49	31.52		

Es importante realizar la caracterización de periodos húmedos y secos en el presente documento. Conforme a esta caracterización se podrán determinar los periodos de máximas avenidas. El registro más completo de la precipitación máxima en 24 horas pertenece a la estación Curahuasi, en Apurímac, para el periodo [1973-2018], el promedio de las precipitaciones es 27.598 mm. El puente Chumbao y las defensas ribereñas poseen aproximadamente ocho años de servicio. Acorde al análisis de caracterización de años, mostrado en el cuadro N° 84 del Anexo 2, se verifica un año húmedo durante el 2012, seguido de un periodo seco entre los años [2013-2014], después un periodo húmedo entre los años [2015-2017] y finalmente un año seco durante el 2018, se comprueba el mayor valor de la precipitación en el año 2016, igual a 35.30 mm, correspondiente a un periodo de retorno de 6.9 años.

5.2.4. Subcuenca Chincheros, río Comunchaca, puente Comunchaca

La subcuenca Chincheros, parte alta, formada por el río Chincheros, forma parte de la cuenca del río Pampas, está ubicada en la provincia de Chincheros, departamento de Apurímac, de acuerdo a la figura N° 14 está ubicada en la zona oriental de la cuenca del río Pampas.

Se elaboró el modelo de elevación para la subcuenca Chincheros, parte alta, donde podemos identificar la presencia de tres regiones naturales: Quechua (3000 – 3500 msnm), Suni (3500 – 4000 msnm) y Puna (4000 – 4700 msnm), en el que podemos comprobar la predominancia de la región Suni en la zona media de la subcuenca.

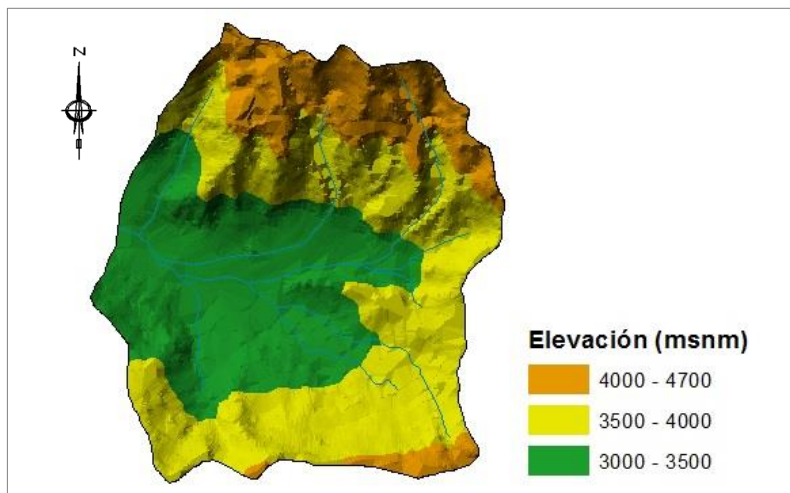


Figura N° 55. MED subcuenca río Chincheros, puente Comunchaca.

De acuerdo a los resultados del análisis de distribución de probabilidad y la prueba de bondad de ajuste mostrados en el cuadro N° 12, se elaboró los diferentes mapas de isoyetas de precipitación para la subcuenca Chincheros, parte alta, correspondientes a los periodos de retorno de 100; 200 y 500 años, los cuales se muestran en la figura N° 56, donde se verifica el incremento de la precipitación máxima en dirección sur oriental, siendo consistente con el modelo de elevación digital, esto de acuerdo a los resultados obtenidos del análisis estadístico en función a la ubicación de las estaciones meteorológicas consideradas.

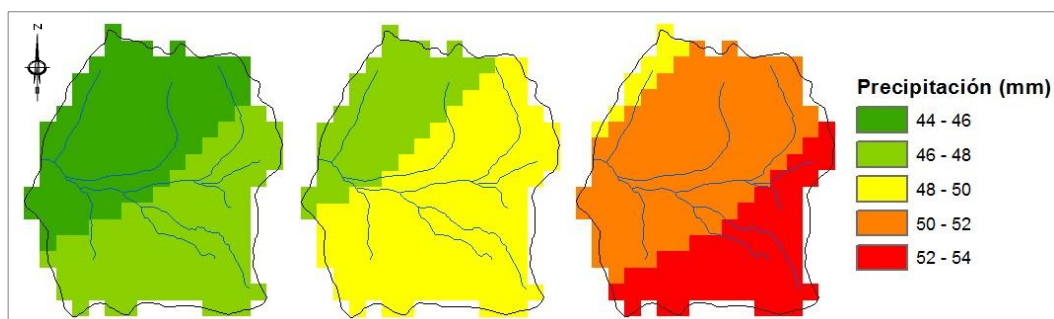


Figura N° 56. Isoyetas de precipitación para a subcuenca Chincheros (P_{100} , P_{200} y P_{500}). Puente Comunchaca, muros gaviones de protección y encauzamiento.

Con los mapas de Isoyetas de precipitación para la subcuenca del río Chincheros, parte alta, se procede a determinar un solo valor de precipitación característico para cada periodo de retorno, siguiendo la metodología ya presentada. El número de curva se tomó referencialmente del informe denominado Evaluación de Recursos Hídricos Superficiales en la Cuenca del Río Pampas, publicado por la Autoridad Nacional del Agua en diciembre del año 2010, el resultado para periodos de retorno de 100 y 500 años se muestra a continuación:

Cuadro N° 18. Análisis de la precipitación para $T_R=100$ años, puente Comunchaca.

Fuente: Elaboración propia.

Subcuenca	Pp _i (mm)				Área _i (m ²)	Área _i (km ²)	CN _T	Pp _T (mm)
Comunchaca	44	-	46	45	25858009.79	25.86	74.62	46.00
	46	-	48	47	26004213.89	26.00		

Cuadro N° 19. Análisis de la precipitación para $T_R=500$ años, puente Comunchaca.

Fuente: Elaboración propia.

Subcuenca	Pp _i (mm)				Área _i (m ²)	Área _i (km ²)	CN _T	Pp _T (mm)
Comunchaca	48	-	50	49	2422281.15	2.42	74.62	51.56
	50	-	52	51	32418444.43	32.42		
	52	-	54	53	17021498.10	17.02		

Es importante analizar los periodos húmedos y secos, de acuerdo a esta caracterización de años, se podrán apreciar los periodos de máximas avenidas. El registro más completo de la precipitación máxima en 24 horas corresponde a la estación Curahuasi, en Apurímac, para el periodo [1973-2018], el promedio de las precipitaciones es 27.598 mm. El puente Comunchaca y los muros gaviones han estado en funcionamiento durante seis años aproximadamente. Conforme al estudio de caracterización de años, presentado en el cuadro N° 84 del Anexo 2, se verifica un año seco durante el 2014, seguido de un periodo húmedo entre los años [2015-2017] y un año seco durante el 2018, se evidencia el mayor valor de la precipitación en el año 2016, igual a 35.30 mm, el cual corresponde a un periodo de retorno de 6.9 años.

5.2.5. Subcuenca Pampas, río Pampas, puente Pampas

La subcuenca Pampas, formada por un gran tramo del río Pampas, representa aproximadamente el 80.76 % de la superficie de la cuenca del río Pampas, se extiende por los departamentos de Apurímac, Ayacucho y Huancavelica, de acuerdo a la figura N° 14 está ubicada en la zona central y occidental de la cuenca del río Pampas.

Se elaboró el modelo de elevación para la subcuenca Pampas, donde podemos identificar la presencia de cinco regiones naturales: Yunga (1950 – 2300 msnm), Quechua (2300 – 3500 msnm), Suni (3500 – 4000 msnm), Puna (4000 – 4800 msnm) y Janca (4800 – 5150 msnm), en el que podemos verificar la mayor presencia de la región Puna en casi la totalidad la zona occidental de la subcuenca.

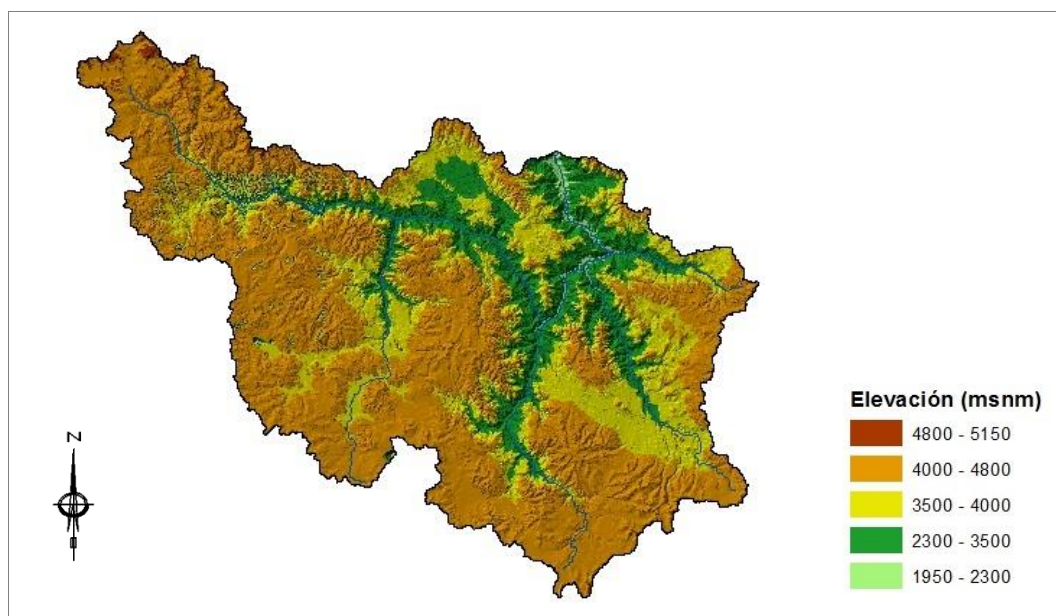


Figura N° 57. MED subcuenca río Pampas, puente Pampas.

De acuerdo a los resultados del análisis de distribución de probabilidad y la prueba de bondad de ajuste mostrados en el cuadro N° 12, se elaboró los diferentes mapas de isoyetas de precipitación para la subcuenca Pampas, correspondientes a los periodos de retorno de 100; 200 y 500 años, los cuales se muestran en la figura N° 58, donde se puede verificar que ante el aumento del periodo de retorno, el comportamiento de las precipitaciones muestran un mayor incremento en la parte centro y sur occidental de la cuenca, resultados que coinciden con el modelo

de elevación, figura N° 57, donde identifica la presencia predominante de la región Janca.

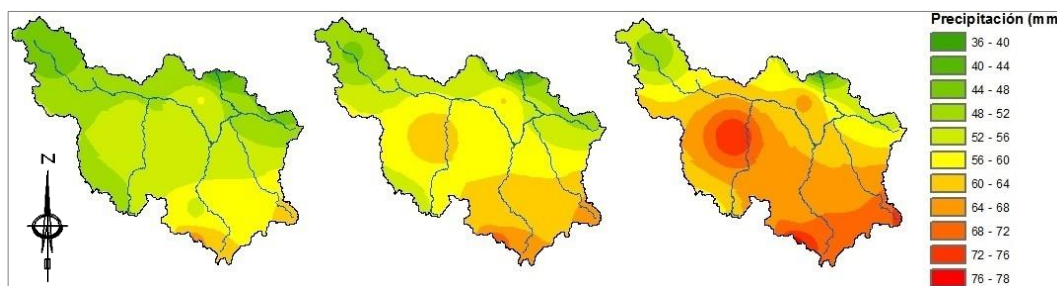


Figura N° 58. Isoyetas de precipitación para a subcuenca Pampas (P_{100} , P_{200} y P_{500}). Puente Pampas y enrocados de protección.

Con los mapas de Isoyetas de precipitación para la subcuenca del río Pampas, se procede a determinar un solo valor de precipitación característico para cada periodo de retorno, siguiendo la metodología ya presentada. El número de curva se tomó referencialmente del informe denominado Evaluación de Recursos Hídricos Superficiales en la Cuenca del Río Pampas, publicado por la Autoridad Nacional del Agua en diciembre del año 2010, el resultado para periodos de retorno de 100 y 500 años se muestra a continuación:

Cuadro N° 20. Análisis de la precipitación para $T_R=100$ años, puente Pampas.

Fuente: Elaboración propia.

Subcuenca	P_{p_i} (mm)		A_{p_i} (m ²)	A_{p_i} (km ²)	CN_T	P_{p_T} (mm)
Alto Pampas	44	48	3130744676.17	3130.74	75.00	46.66
	48	52	615954080.74	615.95		
Caracha	48	52	3250553814.98	3250.55	73.00	50.98
	52	56	1049544066.57	1049.54		
Sondondo	52	56	1100401807.01	1100.40	73.00	57.48
	56	60	1975295101.44	1975.30		
	60	64	513790087.83	513.79		
	64	68	56687550.11	56.69		
Chicha	48	52	328243761.47	328.24	72.00	55.89
	52	56	1071971100.90	1071.97		
	56	60	1160331864.01	1160.33		
	60	64	245033282.37	245.03		
Medio Pampas	36	40	21814248.69	21.81	72.00	50.96
	40	44	124807059.78	124.81		
	44	48	488765478.03	488.77		
	48	52	1843280847.37	1843.28		
	52	56	1839346121.11	1839.35		

Cuadro N° 21. Análisis de la precipitación para $T_R=500$ años, puente Pampas.

Fuente: Elaboración propia.

Subcuenca	P_{p_i} (mm)		Área_i (m ²)	Área_i (km ²)	CN_T	P_{p_T} (mm)
Alto Pampas	48 - 52	50	578466501.85	578.47	75.00	57.52
	52 - 56	54	1003806071.34	1003.81		
	56 - 60	58	764683013.72	764.68		
	60 - 64	62	1086040977.20	1086.04		
	64 - 68	66	312746738.27	312.75		
Caracha	60 - 64	62	912866336.38	912.87	73.00	67.02
	64 - 68	66	1922588806.20	1922.59		
	68 - 72	70	922016894.30	922.02		
	72 - 76	74	542236980.32	542.24		
Sondondo	60 - 64	62	181170898.92	181.17	73.00	67.49
	64 - 68	66	2112941006.76	2112.94		
	68 - 72	70	1176531575.53	1176.53		
	72 - 76	74	158908329.17	158.91		
	76 - 78	77	16476661.65	16.48		
Chicha	56 - 60	58	272238420.13	272.24	72.00	65.07
	60 - 64	62	793881354.14	793.88		
	64 - 68	66	1118591268.08	1118.59		
	68 - 72	70	557217837.63	557.22		
	72 - 76	74	63612538.48	63.61		
Medio Pampas	40 - 44	42	41213253.21	41.21	72.00	58.78
	44 - 48	46	92661562.65	92.66		
	48 - 52	50	142008791.12	142.01		
	52 - 56	54	702803519.04	702.80		
	56 - 60	58	1271514765.59	1271.51		
	60 - 64	62	1866885868.59	1866.89		
	64 - 68	66	201088770.21	201.09		

La importancia de un análisis de caracterización de años se justifica en la identificación de periodos de máximas avenidas. Se cuenta con el registro histórico de la precipitación máxima en 24 horas de la estación Curahuasi, en Apurímac, para el periodo [1973-2018], el promedio de las precipitaciones es 27.598 mm. El puente Pampas y los enrocados de protección han estado funcionando aproximadamente durante seis años. De acuerdo al estudio de caracterización de años, presentado en el cuadro N° 84 del Anexo 2, se verifica un año seco durante el 2014, seguido de un periodo húmedo entre los años [2015-2017] y un año seco durante el 2018, se evidencia el mayor valor de la precipitación en el año 2016, igual a 35.30 mm, el cual corresponde a un periodo de retorno de 6.9 años.

5.2.6. Subcuenca Chincheros, río Chincheros, puente Callebamba

La subcuenca Chincheros, formada por el río Chincheros cuyo punto de desembocadura está ubicado en la margen derecha del río Pampas, forma parte de la cuenca del río Pampas, está ubicada en la provincia de Chincheros, departamento de Apurímac, de acuerdo a la figura N° 14 está ubicada en la zona oriental de la cuenca del río Pampas.

Se elaboró el modelo de elevación para la subcuenca Chincheros, donde podemos identificar la presencia de cuatro regiones naturales: Yunga (2000 – 2300 msnm), Quechua (2300 – 3500 msnm), Suni (3500 – 4000 msnm) y Puna (4000 – 4700 msnm), en el que podemos comprobar la predominancia de la región Quechua en la zona media de la subcuenca.

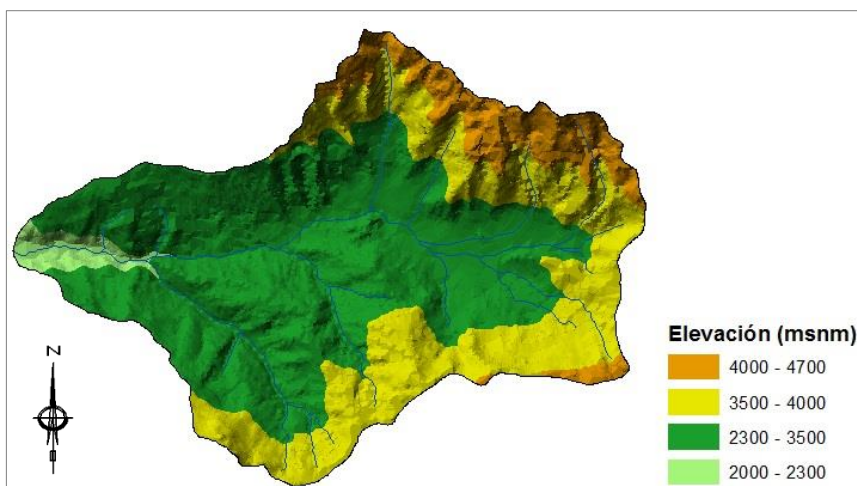


Figura N° 59. MED subcuenca río Chincheros, puente Callebamba.

De acuerdo a los resultados del análisis de distribución de probabilidad y la prueba de bondad de ajuste mostrados en el cuadro N° 12, se elaboró los diferentes mapas de isoyetas de precipitación para la subcuenca Chincheros, correspondientes a los periodos de retorno de 100; 200 y 500 años, los cuales se muestran en la figura N° 60, donde se verifica el incremento de la precipitación máxima en dirección sur oriental, esto de acuerdo a los resultados obtenidos del análisis estadístico en función a la ubicación de las estaciones meteorológicas consideradas.

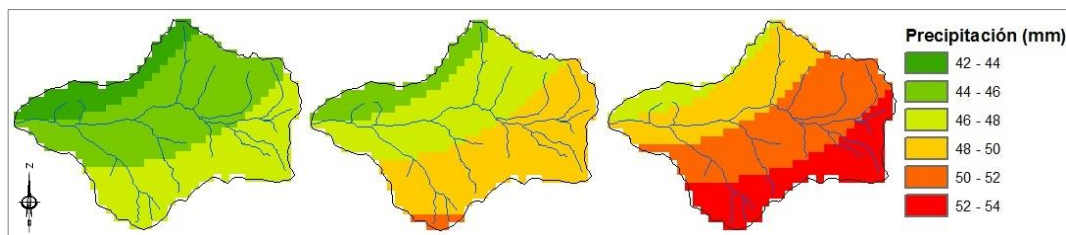


Figura N° 60. Isoyetas de precipitación para la Subcuenca Chincheros (P_{100} , P_{200} y P_{500}). Puente Callebamba, muros gaviones de protección y encauzamiento.

Con los mapas de Isoyetas de precipitación para la subcuenca del río Chincheros, se procede a determinar un solo valor de precipitación característico para cada periodo de retorno, siguiendo la metodología ya presentada. El número de curva se tomó referencialmente del informe denominado Evaluación de Recursos Hídricos Superficiales en la Cuenca del Río Pampas (ANA, 2010), el resultado para periodos de retorno de 100 y 500 años se muestra a continuación:

Cuadro N° 22. Análisis de la precipitación para $T_R=100$ años, puente Callebamba.

Fuente: Elaboración propia.

Subcuenca	P_{p_i} (mm)				Área_i (m^2)	Área_i (km^2)	CN_T	P_{p_T} (mm)
Callebamba	42	-	44	43	19571318.67	19.57	74.39	45.45
	44	-	46	45	67895711.39	67.90		
	46	-	48	47	50449364.96	50.45		

Cuadro N° 23. Análisis de la precipitación para $T_R=500$ años, puente Callebamba.

Fuente: Elaboración propia.

Subcuenca	P_{p_i} (mm)				Área_i (m^2)	Área_i (km^2)	CN_T	P_{p_T} (mm)
Callebamba	46	-	48	47	11115875.16	11.12	74.39	50.64
	48	-	50	49	37048279.18	37.05		
	50	-	52	51	55116692.94	55.12		
	52	-	54	53	34634970.77	34.63		

El registro más completo de la precipitación máxima en 24 horas corresponde a la estación Curahuasi, en Apurímac, para los años [1973-2018], la media de las precipitaciones es 27.598 mm. El puente Callebamba y los muros gaviones han estado en servicio durante cuatro años aproximadamente. Conforme al análisis mostrado en el cuadro N° 84 del Anexo 2, se verifica un periodo húmedo entre los años [2016-2017] y un año seco durante el 2018, además se registra el mayor valor de la precipitación en el año 2016, equivalente a 35.30 mm, el cual corresponde a un periodo de retorno de 6.9 años.

5.3. ESTUDIO HIDROLÓGICO

Actualmente no se dispone de información histórica de caudales máximos instantáneos, por lo que dicha carencia condiciona los estudios hidrológicos a usar el parámetro precipitación máxima en 24 horas, realizando la transformación lluvia escorrentía por diversos métodos. Sin embargo, los modelos hidrológicos deben ser contrastados con datos de campo, lo más indicado es realizar la calibración con datos de registros de caudales máximos instantáneos, pero ante la falta de datos se debe recurrir a otros criterios como las marcas de agua, no obstante, los lechos fluviales en ríos jóvenes están en constante cambio, la degradación y agradación de cauces se presenta de manera natural, este hecho se intensifica con la alteración de los cauces producida de manera antrópica, lo cual también genera incertidumbre en algunas lecturas de marcas de agua.

En el presente subcapítulo se va a emplear el modelo hidrológico correspondiente al hidrograma acampanado del SCS, el cual forma parte de los diferentes métodos empleados por el programa HEC-HMS. El uso del mencionado modelo hidrológico corresponde a la disponibilidad de información presente en los diferentes expedientes técnicos y también otros documentos de instituciones oficiales, es conveniente emplear este método en zonas específicas dentro de la cuenca de río Pampas debido que el modelo se basa en características físicas de la cuenca, tomando en cuenta la cobertura vegetal a través del número de curva.

El tiempo de concentración, es un parámetro muy importante en el diseño hidrológico, existe gran cantidad de autores e instituciones que han establecido una fórmula para estimar el tiempo de concentración en función a los parámetros físicos más representativos de la cuenca, como es de esperar, los resultados de esto métodos por lo general suelen diferir considerablemente ya que las cuencas tienen características muy particulares y cada fórmula se adecúa de mejor manera a determinada cuenca, por estas razones es importante la selección de una adecuada metodología para la estimación de caudales, en el presente subcapítulo se emplea las fórmulas de Bransby-Williams, Témez, Kirpich, California y del Servicio de Conservación de Suelos (SCS), para poder contrastar las diferencias en los resultados y comprender de manera más adecuada la importancia de su correcto uso.

5.3.1. Cuenca del Río Pampas

Es importante el estudio hidrológico de la cuenca del río Pampas debido a que contiene en su espacio geográfico las demás subcuencas consideradas en el presente trabajo, se cuenta con el estudio publicado por la Autoridad Nacional del Agua denominado “Evaluación de Recursos Hídricos Superficiales en la Cuenca del Río Pampas”, publicado en diciembre durante el año 2010, donde presenta un capítulo para el estudio de los eventos hidrológicos extremos, siguiendo el esquema referencial planteado en tal informe, se subdivide la cuenca del río Pampas en siete subcuencas, el esquema se muestra en la figura N° 61, donde se designa un nombre y código de la siguiente manera: Alto Pampas (SCP-01), Caracha (SCP-02), Sondondo (SCP-03), Chicha (SCP-04), Medio Pampas (SCP-05), Bajo Pampas (SCP-06), Torobamba (SCP-07).

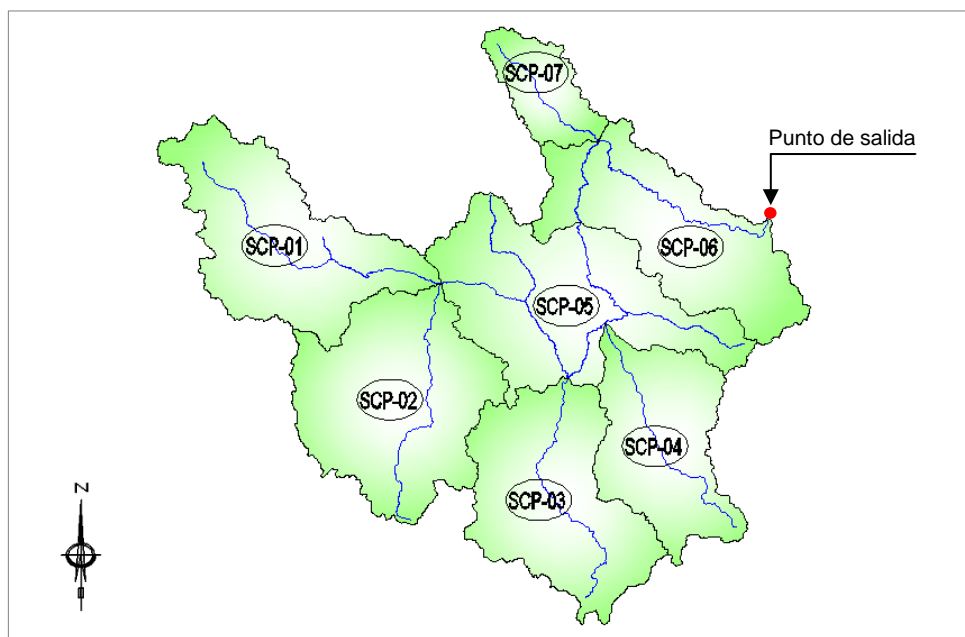


Figura N° 61. Esquema de la subdivisión de la cuenca del río Pampas.

El informe publicado por la Autoridad Nacional del Agua solo considera el estudio y aporte de las subcuencas: Alto Pampas, Caracha, Sondondo, Chicha y Totorabamba, se contó con el registro histórico de precipitación máxima en 24 horas de 5 estaciones meteorológicas, los números de curva fueron estimados a partir de mapas de cobertura vegetal, los cuales deberían ser ajustados de acuerdo a nuevos estudios, los demás parámetros fueron estimados por el equipo técnico, los datos y resultados se muestran en los cuadros N° 24 y N° 25.

Cuadro N° 24. Características físicas de las subcuencas Pampas.

Fuente: Evaluación de Recursos Hídricos Superficiales en la Cuenca del Río Pampas, ANA, 2010.

Estación de Influencia	Subcuenca	Longitud de cuenca (km)	Pendiente cuenca (%)	Área (km ²)	Curva Numero	LAG (min)	t _c Témez (min)
Paico	Chicha	88	33	2798	72	387	668
Rayusca	Caracha	83	32	4288	73	367	642
Libertadores	Alto Pampas	76	39	2963	75	289	579
San Miguel	Torobamba	56	42	1040	73	237	453
Andamarca	Sondondo	86	35	3640	73	360	649
Andamarca	Alto Sondondo	63	18	2139	72	400	583

Cuadro N° 25. Máximas avenidas subcuencas Pampas.

Fuente: Evaluación de Recursos Hídricos Superficiales en la Cuenca del Río Pampas, ANA, 2010.

Tr (años)	Caudales				
	Alto Pampas (m ³ /s)	Caracha (m ³ /s)	Sondondo (m ³ /s)	Chicha (m ³ /s)	Torobamba (m ³ /s)
20	384	236	375	313	289
50	431	317	473	394	372
100	463	377	561	459	440

Se tiene los caudales: $Q_{20} = 1597 \text{ m}^3/\text{s}$, $Q_{50} = 1987 \text{ m}^3/\text{s}$ y $Q_{100} = 2300 \text{ m}^3/\text{s}$

Existe incertidumbre en los resultados debido a las consideraciones de la pendiente, ya que suponen valores demasiado altos, de acuerdo al informe, la subcuenca Torobamba, tiene una pendiente de 42 % y unas descargas de 289, 372 y 440 m³/s para periodos de retorno de 20, 50 y 100 años respectivamente, por estas razones se plantea un nuevo cálculo de los parámetros y modelo hidrológico, las consideraciones se muestran en los cuadros N° 26 y N° 27.

Cuadro N° 26. Parámetros físicos de la cuenca del río Pampas.

Fuente: Elaboración propia.

N°	Nombre de la Subcuenca	Código	CN	A _{Subcuenca} (km ²)	P (km)	L (km)	H ₂ (msnm)	H ₁ (msnm)
1	Alto Pampas	SCP-01	75.00	3736.53	395.75	119.90	2625.00	4522.00
2	Caracha	SCP-02	73.00	4288.78	376.18	109.54	2625.00	4220.00
3	Sondondo	SCP-03	73.00	3636.31	351.41	110.52	2283.00	4450.00
4	Chicha	SCP-04	72.00	2797.97	305.74	103.82	2146.00	4381.00
5	Medio Pampas	SCP-05	72.00	4306.42	446.92	177.46	1961.00	4025.00
6	Bajo Pampas	SCP-06	70.00	3429.62	381.32	135.03	975.00	1961.00
7	Torobamba	SCP-07	73.00	1040.75	175.47	56.57	1580.00	3961.00
				A _{TOTAL} =	23236.37			

Cuadro N° 27. Principales parámetros físicos de la cuenca del río Pampas.

Fuente: Elaboración propia.

N°	Nombre de la Subcuenca	Código	ΔH (m)	S_m (m/m)	S_c (m/m)	Ind.Compac. Kc	Fact.Forma Ff
1	Alto Pampas	SCP-01	1897.00	0.0158	0.0107	1.83	0.26
2	Caracha	SCP-02	1595.00	0.0146	0.0106	1.62	0.36
3	Sondondo	SCP-03	2167.00	0.0196	0.0141	1.64	0.30
4	Chicha	SCP-04	2235.00	0.0215	0.0147	1.63	0.26
5	Medio Pampas	SCP-05	2064.00	0.0116	0.0110	1.92	0.14
6	Bajo Pampas	SCP-06	986.00	0.0073	0.0055	1.84	0.19
7	Torobamba	SCP-07	2381.00	0.0421	0.0171	1.53	0.33

El modelo hidrológico es elaborado con el programa HEC-HMS del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos (USACE), el modelo de transformación lluvia escorrentía corresponde al método del Hidrograma Acampanado del Servicio de Conservación de Suelos (SCS), el número de curva de cada subcuenca fue extraído del estudio Evaluación de Recursos Hídricos Superficiales en la Cuenca del Río Pampas, los parámetros físicos fueron calculados independientemente. Del cuadro N° 2, se ha considerado la distribución de precipitaciones tipo II, debido a la mayor similitud de las características.

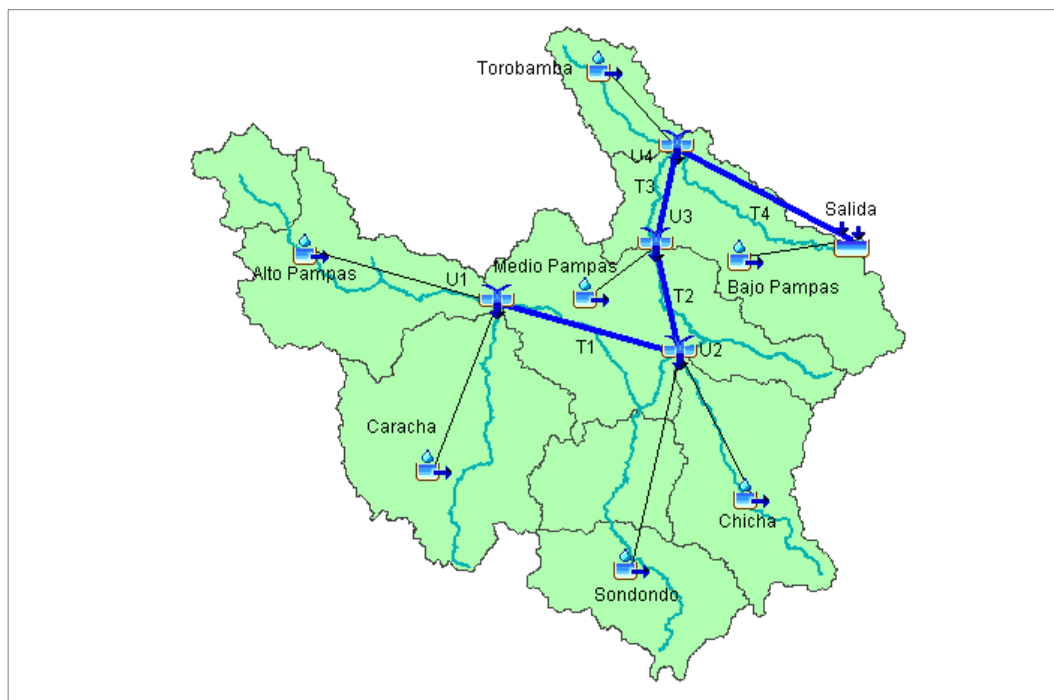


Figura N° 62. Esquema del modelo hidrológico para la transformación precipitación – escorrentía para la cuenca del río Pampas.

El método empleado para evaluar el tránsito de avenidas fue Muskingum-Cunge, para esta opción el programa HEC-HMS solicita parámetros específicos para los cuatro elementos *reachs* considerados, estos parámetros asumidos corresponden a información proporcionada en la oficina de la Autoridad Local del Agua, Bajo Apurímac Pampas, Andahuaylas, Apurímac, los cuales son detallados a continuación en el cuadro N° 28.

Cuadro N° 28. Parámetros método Muskingum-Kunge, cuenca río Pampas.

Fuente: Elaboración propia.

N°	Tramo	L (m)	Sm (m/m)	n	Ancho (m)
1	T1	99803.76	0.0116	0.042	50.00
2	T2	57535.82	0.0116	0.042	50.00
3	T3	38655.77	0.0073	0.040	50.00
4	T4	96373.73	0.0073	0.040	50.00

Cuadro N° 29. Resultados del modelo hidrológico empleando la fórmula de California.

Fuente: Elaboración propia.

N°	Subcuenca		t _c (min)	Lag Time (min)	A _{Subcuenca} (km ²)	Q ₅₀ (m ³ /s)	Q ₁₀₀ (m ³ /s)	Q ₅₀₀ (m ³ /s)
	Nombre	Código						
1	Caracha	SCP-02	627.86	376.71	4288.78	820.70	1010.20	1485.60
2	Alto Pampas	SCP-01	649.58	389.75	3736.53	525.00	595.60	753.00
3	Sondondo	SCP-03	563.54	338.13	3636.31	653.10	850.90	1373.30
4	Chicha	SCP-04	519.37	311.62	2797.97	475.10	627.20	1032.20
5	Medio Pampas	SCP-05	973.56	584.14	4306.42	350.00	434.90	651.30
6	Torobamba	SCP-06	954.06	572.43	1040.75	235.70	294.90	453.30
7	Bajo Pampas	SCP-07	257.58	154.55	3429.62	209.70	267.00	416.20
	Salida				23236.38	2454.90	3013.50	4415.90

Cuadro N° 30. Resultados del modelo hidrológico empleando la fórmula de Kirpich.

Fuente: Elaboración propia.

N°	Subcuenca		t _c (min)	Lag Time (min)	A _{Subcuenca} (km ²)	Q ₅₀ (m ³ /s)	Q ₁₀₀ (m ³ /s)	Q ₅₀₀ (m ³ /s)
	Nombre	Código						
1	Caracha	SCP-02	752.39	451.44	4288.78	732.00	898.20	1314.10
2	Alto Pampas	SCP-01	781.25	468.75	3736.53	468.90	530.20	667.40
3	Sondondo	SCP-03	675.57	405.34	3636.31	584.20	757.50	1215.60
4	Chicha	SCP-04	621.06	372.63	2797.97	427.20	560.30	917.30
5	Medio Pampas	SCP-05	1189.41	713.64	4306.42	310.60	384.10	571.20
6	Torobamba	SCP-06	1152.90	691.74	1040.75	217.80	272.10	413.70
7	Bajo Pampas	SCP-07	300.62	180.37	3429.62	189.30	239.40	370.20
	Salida				23236.38	2223.50	2731.10	4009.20

Cuadro N° 31. Resultados del modelo hidrológico empleando la fórmula de Témez.

Fuente: Elaboración propia.

N°	Subcuenca		t _c (min)	Lag Time (min)	A _{Subcuenca} (km ²)	Q ₅₀ (m ³ /s)	Q ₁₀₀ (m ³ /s)	Q ₅₀₀ (m ³ /s)
	Nombre	Código						
1	Caracha	SCP-02	1426.76	856.06	4288.78	470.80	574.50	830.00
2	Alto Pampas	SCP-01	1504.29	902.58	3736.53	301.50	339.40	423.80
3	Sonondo	SCP-03	1357.49	814.49	3636.31	367.50	471.30	742.80
4	Chicha	SCP-04	1271.70	763.02	2797.97	266.30	345.60	554.90
5	Medio Pampas	SCP-05	2148.41	1289.04	4306.42	208.90	256.70	377.10
6	Torobamba	SCP-06	1906.97	1144.18	1040.75	126.70	157.10	234.70
7	Bajo Pampas	SCP-07	705.79	423.47	3429.62	135.10	170.30	261.00
	Salida				23236.38	1545.00	1905.20	2815.10

Cuadro N° 32. Resultados del modelo hidrológico empleando la fórmula de Bransby-Williams.

Fuente: Elaboración propia.

N°	Subcuenca		t _c (min)	Lag Time (min)	A _{Subcuenca} (km ²)	Q ₅₀ (m ³ /s)	Q ₁₀₀ (m ³ /s)	Q ₅₀₀ (m ³ /s)
	Nombre	Código						
1	Caracha	SCP-02	1614.60	968.76	4288.78	426.50	520.10	751.10
2	Alto Pampas	SCP-01	1762.36	1057.41	3736.53	266.00	299.30	373.50
3	Sonondo	SCP-03	1560.46	936.28	3636.31	329.60	422.50	664.90
4	Chicha	SCP-04	1476.93	886.16	2797.97	236.70	307.10	492.30
5	Medio Pampas	SCP-05	2734.71	1640.83	4306.42	171.80	211.10	309.70
6	Torobamba	SCP-06	2336.51	1401.90	1040.75	117.20	145.50	217.50
7	Bajo Pampas	SCP-07	776.98	466.19	3429.62	114.80	144.70	221.70
	Salida				23236.38	1363.00	1680.20	2480.30

Los resultados obtenidos del modelo hidrológico, corresponden en este caso a cuatro diferentes métodos para el cálculo del tiempo de concentración, a continuación, se muestra el resumen gráfico de resultados y reportes generados:

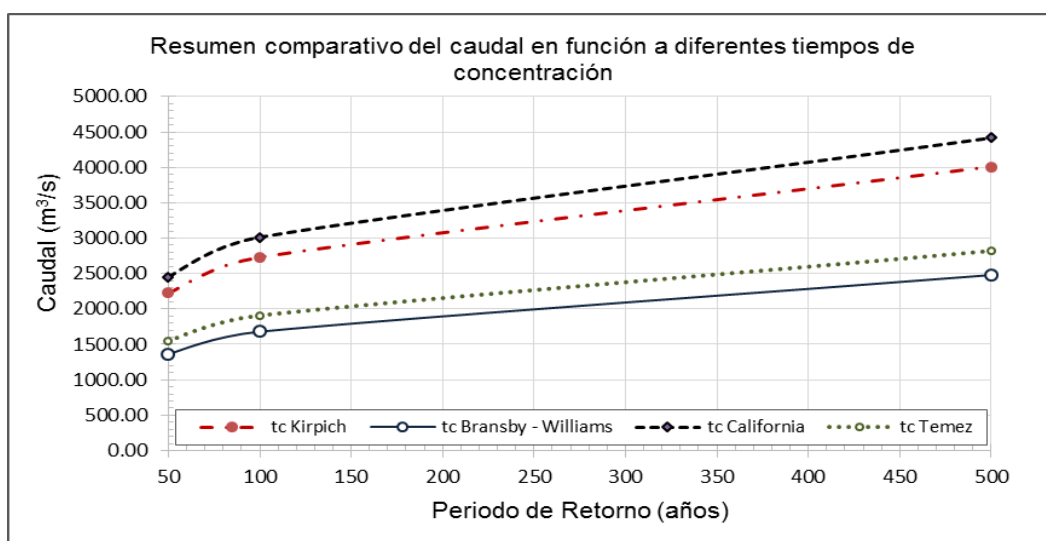


Figura N° 63. Resumen gráfico comparativo del caudal en función a diferentes tiempos de concentración. Cuenca del río Pampas.

De acuerdo a la figura N° 46, es posible verificar el uso intensivo del suelo para actividades agrícolas, también de acuerdo a los cuadros N° 26 y N° 27, se puede comprobar el cumplimiento de las condiciones de las diferentes fórmulas empleadas para estimar el tiempo de concentración; diferentes publicaciones mencionan a la fórmula de Kirpich como un método de gran aceptación debido a los resultados conservadores que esta proporciona, de acuerdo a los resultados obtenidos en las diferentes fichas técnicas mostradas en el Anexo1. Fichas técnicas de evaluación de campo, se comprueba que los caudales máximos, generados a partir de las marcas de agua, no muestran resultados comparables a la fórmula de Kirpich, la Autoridad Nacional del Agua, en su informe “Evaluación de Recursos Hídricos Superficiales en la Cuenca del Río Pampas”, hace uso de la fórmula de Témez, los resultados de las fichas técnicas confirman los resultados no conservadores, por lo que se considera dicha fórmula de aceptable ajuste.

5.3.2. Subcuenca Chumbao, río Chumbao, puente Pochccota

En noviembre del año 2013 la Administración Local de Agua Bajo Apurímac Pampas, publicó el estudio denominado “Evaluación de los Recursos Hídricos en Cabecera de las Subcuencas de las Provincias de Andahuaylas y Chincheros”, donde presenta un capítulo de eventos hidrológico extremos, se realizó el análisis de caudales de avenida, aplicando la fórmula de Témez para calcular el tiempo de concentración y el método de transformación lluvia escorrentía corresponde al Hidrograma de Clark, se presentó un caudal de 34.50 m³/s para un periodo de retorno de 100 años; debido a la incertidumbre de este resultado se plantea la elaboración de un nuevo modelo hidrológico.

El modelo hidrológico de la subcuenca Chumbao fue elaborado con el programa HEC-HMS del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos, el modelo de transformación lluvia escorrentía corresponde al método del Hidrograma Acampanado del Servicio de Conservación de Suelos (SCS).

El número de curva para este caso es: CN = 76.11, el cual se obtiene del estudio de “Evaluación de Recursos Hídricos Superficiales en la Cuenca del Río Pampas” y también del estudio de “Evaluación de los Recursos Hídricos en Cabecera de las Subcuencas de las Provincias de Andahuaylas y Chincheros”.

A continuación, se muestran los principales parámetros físicos calculados para la subcuenca del Chumbao:

Área de la Subcuenca	:	$A_{\text{Subcuenca}} = 176.56 \text{ km}^2$
Perímetro de la Subcuenca	:	$P = 84.36 \text{ km}$
Longitud del cauce principal	:	$L = 29.95 \text{ km}$
Cota Superior	:	$Z_{\text{Máx}} = 4900.00 \text{ msnm}$
Cota Inferior	:	$Z_{\text{Mín}} = 2900.00 \text{ msnm}$
Desnivel	:	$\Delta H = 2000.00 \text{ m}$
Pendiente del cauce princ.	:	$S_m = 0.0686 \text{ m/m} = 6.86 \%$
Pendiente de la cuenca	:	$S_c = 0.0534 \text{ m/m} = 5.34 \%$
Índice de Compacidad	:	$K_c = 1.79$
Factor de Forma	:	$F_f = 0.21$

Debido a que Servicio de Conservación de Suelos establece un límite máximo de 2000 Acres, aproximadamente 10 km^2 , para el uso de la fórmula del tiempo de concentración propuesta por dicha institución, se plantea un modelo hidrológico que cumpla esta condición y también se adapte a los requisitos de los demás autores, para este método se subdividió la cuenca del río Chumbao en 22 subcuencas, de acuerdo al esquema en la figura N° 64, los parámetros físicos de las subcuencas se pueden apreciar en el cuadro N° 33.



Figura N° 64. Esquema del modelo hidrológico para la transformación precipitación – escorrentía, subcuenca Chumbao, puente Pochccota.

Cuadro N° 33. Parámetros físicos de las subcuencas del río Chumbao.

Fuente: Elaboración propia.

Cuenca			Parámetros Físicos Subcuenca Chumbao							
N°	Nombre	Código	CN	n	A (km ²)	L (km)	H ₂ (msnm)	H ₁ (msnm)	S _m (m/m)	
1	Subcuenca Chumbao 01	SCCh-01	71.00	0.055	9.99	5.80	2925.00	3650.00	0.1250	
2	Subcuenca Chumbao 02	SCCh-02	73.00	0.055	9.16	7.21	2950.00	3750.00	0.1110	
3	Subcuenca Chumbao 03	SCCh-03	73.00	0.055	9.24	4.20	2975.00	3300.00	0.0775	
4	Subcuenca Chumbao 04	SCCh-04	75.00	0.055	9.50	4.45	3025.00	3525.00	0.1124	
5	Subcuenca Chumbao 05	SCCh-05	78.00	0.055	9.97	4.23	3025.00	3375.00	0.0828	
6	Subcuenca Chumbao 06	SCCh-06	72.00	0.055	7.58	3.14	3175.00	3425.00	0.0796	
7	Subcuenca Chumbao 07	SCCh-07	73.00	0.055	6.05	3.39	3425.00	3775.00	0.1032	
8	Subcuenca Chumbao 08	SCCh-08	70.00	0.055	6.61	4.55	3425.00	3775.00	0.0769	
9	Subcuenca Chumbao 09	SCCh-09	78.00	0.060	4.30	3.66	3425.00	4025.00	0.1638	
10	Subcuenca Chumbao 10	SCCh-10	78.00	0.055	9.13	5.07	3425.00	4075.00	0.1283	
11	Subcuenca Chumbao 11	SCCh-11	78.00	0.060	7.98	6.17	3775.00	4175.00	0.0649	
12	Subcuenca Chumbao 12	SCCh-12	78.00	0.060	5.76	3.23	3575.00	4075.00	0.1550	
13	Subcuenca Chumbao 13	SCCh-13	78.00	0.058	8.82	4.80	3675.00	4250.00	0.1199	
14	Subcuenca Chumbao 14	SCCh-14	78.00	0.058	6.53	3.84	3775.00	4175.00	0.1043	
15	Subcuenca Chumbao 15	SCCh-15	78.00	0.058	6.65	3.20	3975.00	4175.00	0.0625	
16	Subcuenca Chumbao 16	SCCh-16	78.00	0.060	6.05	3.24	4175.00	4475.00	0.0927	
17	Subcuenca Chumbao 17	SCCh-17	78.00	0.058	9.76	4.63	4175.00	4350.00	0.0378	
18	Subcuenca Chumbao 18	SCCh-18	78.00	0.060	4.49	2.41	4175.00	4375.00	0.0830	
19	Subcuenca Chumbao 19	SCCh-19	78.00	0.060	9.99	5.33	4075.00	4400.00	0.0609	
20	Subcuenca Chumbao 20	SCCh-20	78.00	0.060	9.53	5.08	4075.00	4400.00	0.0640	
21	Subcuenca Chumbao 21	SCCh-21	78.00	0.060	9.98	4.86	4250.00	4650.00	0.0824	
22	Subcuenca Chumbao 22	SCCh-22	78.00	0.060	9.48	4.51	4250.00	4650.00	0.0887	
					A _{Cuenca} =	176.55				

Cuadro N° 34. Tiempos de concentración calculados, subcuenca río Chumbao.

Fuente: Elaboración propia.

Cuenca			Tiempo de Concentración (tc) para diferentes autores				
N°	Nombre	Código	Bransby-Williams	Témez	Kirpich	California	S. C. S.
1	Subcuenca Chumbao 01	SCCh-01	102.01	101.68	34.24	32.13	124.70
2	Subcuenca Chumbao 02	SCCh-02	130.93	122.66	42.37	39.42	148.98
3	Subcuenca Chumbao 03	SCCh-03	81.82	87.04	32.07	30.49	115.65
4	Subcuenca Chumbao 04	SCCh-04	80.26	84.75	29.05	27.56	95.01
5	Subcuenca Chumbao 05	SCCh-05	80.69	86.41	31.43	29.87	97.33
6	Subcuenca Chumbao 06	SCCh-06	62.08	69.45	25.38	24.41	92.97
7	Subcuenca Chumbao 07	SCCh-07	65.12	70.09	24.37	23.37	84.47
8	Subcuenca Chumbao 08	SCCh-08	91.89	92.71	34.24	32.45	134.50
9	Subcuenca Chumbao 09	SCCh-09	66.37	68.09	21.65	20.70	61.72
10	Subcuenca Chumbao 10	SCCh-10	89.41	91.27	30.53	28.81	90.40
11	Subcuenca Chumbao 11	SCCh-11	126.41	120.62	46.18	43.24	148.76
12	Subcuenca Chumbao 12	SCCh-12	57.41	62.48	20.06	19.27	57.32
13	Subcuenca Chumbao 13	SCCh-13	86.10	88.69	30.05	28.42	89.52
14	Subcuenca Chumbao 14	SCCh-14	72.97	76.84	26.70	25.47	80.27
15	Subcuenca Chumbao 15	SCCh-15	67.35	73.83	28.29	27.19	89.74
16	Subcuenca Chumbao 16	SCCh-16	63.50	69.05	24.50	23.54	74.29
17	Subcuenca Chumbao 17	SCCh-17	103.75	107.60	45.65	43.23	155.16
18	Subcuenca Chumbao 18	SCCh-18	49.78	56.33	20.36	19.79	61.98
19	Subcuenca Chumbao 19	SCCh-19	108.28	109.34	42.32	39.85	136.71
20	Subcuenca Chumbao 20	SCCh-20	102.60	104.38	40.00	37.74	128.29
21	Subcuenca Chumbao 21	SCCh-21	92.84	96.15	35.06	33.14	109.08
22	Subcuenca Chumbao 22	SCCh-22	85.32	89.57	32.16	30.49	98.99

El método usado para evaluar el tránsito de avenidas fue Muskingum-Cunge, para esta alternativa el programa HEC-HMS requiere determinados parámetros para los siete elementos *reachs* considerados, estos parámetros fueron calculados basándose en información digital del relieve generado por el IGN e imágenes satelitales, los cuales son detallados a continuación en el cuadro N° 35.

Cuadro N° 35. Parámetros método Muskingum-Kunge, subcuenca río Chumbao.

Fuente: Elaboración propia.

N°	Tramo	L (m)	L (km)	H ₂ (msnm)	H ₁ (msnm)	Sm (m/m)	n	Ancho (m)
1	T1	807.43	0.81	2960.00	3020.00	0.0743	0.055	8.00
2	T2	3837.77	3.84	2930.00	3030.00	0.0261	0.055	18.00
3	T3	4226.56	4.23	3030.00	3400.00	0.0875	0.055	8.00
4	T4	6603.63	6.60	3030.00	3430.00	0.0606	0.055	15.00
5	T5	6417.87	6.42	3430.00	3760.00	0.0514	0.058	12.00
6	T6	3174.23	3.17	3760.00	3960.00	0.0630	0.058	10.00
7	T7	2524.18	2.52	3960.00	4080.00	0.0475	0.058	8.00

Los resultados obtenidos del modelo hidrológico, corresponden en este caso a cinco diferentes métodos para el cálculo del tiempo de concentración, en el cuadro N° 36 se muestra el resumen de resultados y reportes generados por el programa.

Cuadro N° 36. Caudales de diseño, subcuenca Chumbao, puente Pochccota.

Fuente: Elaboración propia.

N°	Autor	Q ₁₀₀ (m ³ /s)	Q ₁₇₅ (m ³ /s)	Q ₂₀₀ (m ³ /s)	Q ₅₀₀ (m ³ /s)
1	Bransby-Williams	105.30	127.58	131.00	147.10
2	Témez	105.00	126.90	130.20	145.30
3	Kirpich	142.10	173.68	180.20	199.50
4	California	144.40	175.00	181.20	200.50
5	SCS	93.20	114.80	118.00	131.50

En la figura N° 65 se aprecia los resultados comparativos para los diferentes tiempos de concentración considerados.

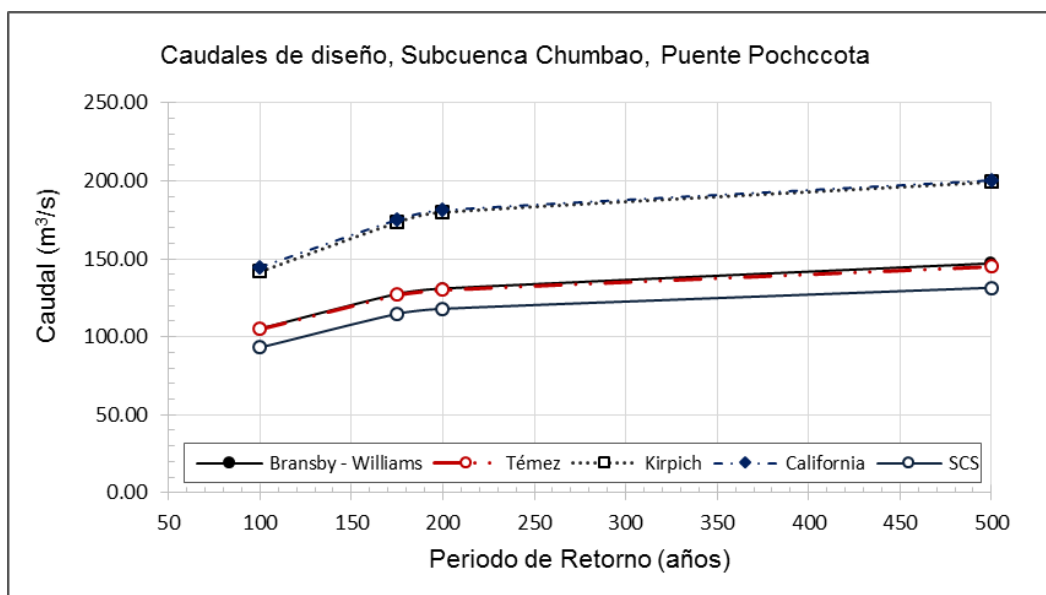


Figura N° 65. Resumen gráfico comparativo del caudal en función a diferentes tiempos de concentración, puente Pochccota.

De acuerdo a los resultados obtenidos del estudio hidrológico, se verifica la notable variación entre los métodos empleados. Para la elección del método más adecuado se debería calibrar el modelo con registros de caudales máximos instantáneos, pero no se cuenta con dichos datos, ante tal carencia, se recurre a

la verificación de marcas de agua, para ello se realizó una verificación en campo durante octubre del año 2019, de acuerdo a estas huellas físicas se procedió a realizar el modelamiento hidráulico para estimar el caudal máximo ocurrido en la zona de análisis, el valor estimado equivale a 6.32 m³/s, para un periodo de funcionamiento de tres años y medio, estos resultados y demás datos son mostrados en las fichas técnicas FT-001a y FT-001b, adjuntas en el Anexo 1. Fichas técnicas de evaluación de campo. Con el resultado obtenido para el caudal generado por la marca de agua, se procedió a estimar su periodo de retorno asociado, para esto se obtuvo las líneas de tendencia de los resultados obtenidos en el cuadro N° 36, los periodos de retorno para cada método empleado se muestran en el cuadro N° 37, mostrado a continuación.

Cuadro N° 37. Periodo de retorno asociado al caudal generado por la marca de agua.

Fuente: Elaboración propia.

N°	Autor	Q ₁₀₀ (m ³ /s)	Q ₂₀₀ (m ³ /s)	Q ₅₀₀ (m ³ /s)	Ecuación para la línea de tendencia	Q (m ³ /s)	T (años)
1	Bransby-Williams	105.30	131.00	147.10	$T = 1.801 \times e^{0.0374 \times Q}$	6.32	2.28
2	Témez	105.00	130.20	145.30	$T = 1.598 \times e^{0.0387 \times Q}$	6.32	2.04
3	Kirpich	142.10	180.20	199.50	$T = 2.0864 \times e^{0.0267 \times Q}$	6.32	2.47
4	California	144.40	181.20	200.50	$T = 1.7682 \times e^{0.0274 \times Q}$	6.32	2.10
5	SCS	93.20	118.00	131.50	$T = 2.1627 \times e^{0.0403 \times Q}$	6.32	2.79

Se mencionó que los muros de encauzamiento han prestado servicio durante tres años y medio, aunque los resultados mostrados en el cuadro N° 37 no revelan gran aproximación debido al corto periodo de funcionamiento, notamos que el de mejor ajuste corresponde al procedimiento empleado con la fórmula del SCS, siendo esta la fórmula más adecuada para la región de análisis.

5.3.3. Subcuenca Chumbao, río Chumbao, puente Chumbao

El modelo hidrológico de la subcuenca Chumbao fue elaborado con el programa HEC-HMS del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos, el modelo de transformación lluvia escorrentía corresponde al método del Hidrograma Unitario del Servicio de Conservación de Suelos (SCS).

A continuación, se muestran los principales parámetros físicos calculados para la subcuenca del Chumbao:

Área de la Subcuenca	:	$A_{\text{Subcuenca}} = 207.07 \text{ km}^2$
Perímetro de la Subcuenca	:	$P = 87.83 \text{ km}$
Longitud del cauce principal	:	$L = 32.79 \text{ km}$
Cota Superior	:	$Z_{\text{Máx}} = 4900.00 \text{ msnm}$
Cota Inferior	:	$Z_{\text{Mín}} = 2825.00 \text{ msnm}$
Desnivel	:	$\Delta H = 2075.00 \text{ m}$
Pendiente del cauce princ.	:	$S_m = 0.0633 \text{ m/m} = 6.33 \%$
Pendiente de la cuenca	:	$S_c = 0.0538 \text{ m/m} = 5.38 \%$
Índice de Compacidad	:	$K_c = 1.72$
Factor de Forma	:	$F_f = 0.19$

En la figura N° 66 se muestra el esquema del nuevo modelo hidrológico.

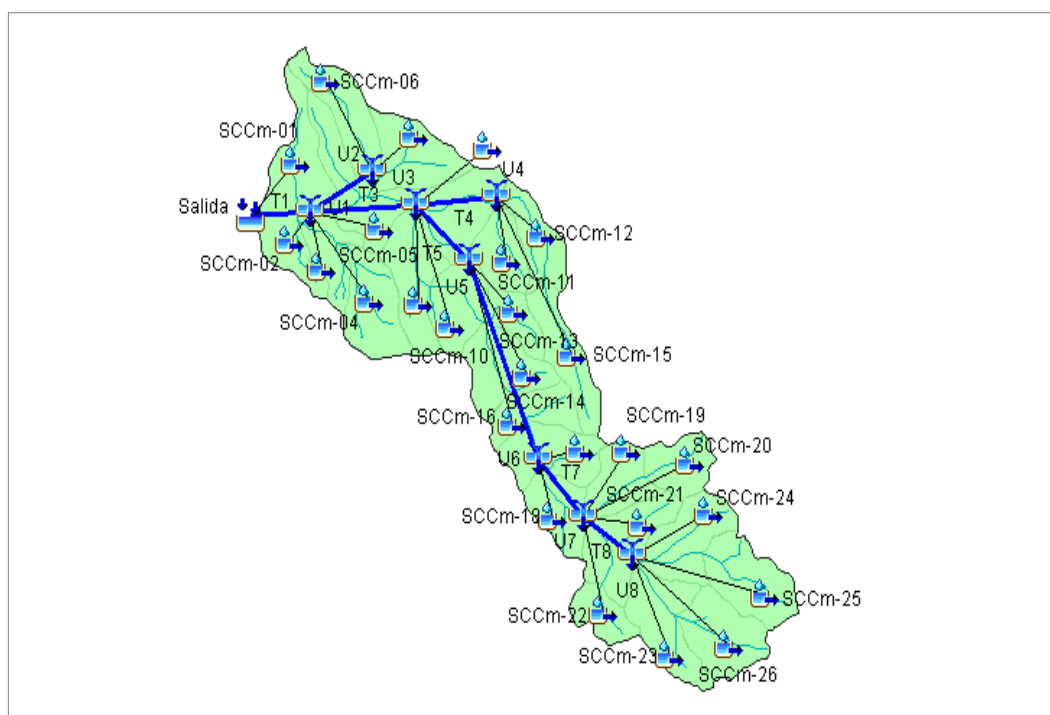


Figura N° 66. Esquema del modelo hidrológico para la transformación precipitación – escorrentía, subcuenca Chumbao, puente Chumbao.

De acuerdo al esquema mostrado en la figura N° 66, se ha subdividido esta parte de la cuenca del río Chumbao en 24 subcuenças para cumplir con los requerimientos del Servicio de Conservación de Suelos para el correcto empleo de la fórmula del tiempo de concentración, así mismo para poder hacer un análisis más exhaustivo y poder realizar la comparación con los diferentes autores.

Cuadro N° 38. Parámetros físicos de las subcuencas del río Chumbao.

Fuente: Elaboración propia.

Cuenca			Parámetros Físicos Subcuenca Chumbao						
N°	Nombre	Código	CN	n	A (km ²)	L (km)	H ₂ (msnm)	H ₁ (msnm)	S _m (m/m)
1	Subcuenca Chumbao C. 01	SCCm-01	73.00	0.055	9.39	10.35	2820.00	3600.00	0.0754
2	Subcuenca Chumbao C. 02	SCCm-02	72.00	0.055	5.42	5.23	2820.00	3240.00	0.0802
3	Subcuenca Chumbao C. 03	SCCm-03	72.00	0.055	6.01	4.79	2880.00	3325.00	0.0929
4	Subcuenca Chumbao C. 04	SCCm-04	75.00	0.055	9.69	4.53	2965.00	3540.00	0.1270
5	Subcuenca Chumbao C. 05	SCCm-05	71.00	0.055	9.99	5.80	2925.00	3650.00	0.1250
6	Subcuenca Chumbao C. 06	SCCm-06	73.00	0.055	9.16	7.21	2950.00	3750.00	0.1110
7	Subcuenca Chumbao C. 07	SCCm-07	73.00	0.055	9.24	4.20	2975.00	3300.00	0.0775
8	Subcuenca Chumbao C. 08	SCCm-08	75.00	0.055	9.50	4.45	3025.00	3525.00	0.1124
9	Subcuenca Chumbao C. 09	SCCm-09	78.00	0.055	9.97	4.23	3025.00	3375.00	0.0828
10	Subcuenca Chumbao C. 10	SCCm-10	72.00	0.055	7.58	3.14	3175.00	3425.00	0.0796
11	Subcuenca Chumbao C. 11	SCCm-11	73.00	0.055	6.05	3.39	3425.00	3775.00	0.1032
12	Subcuenca Chumbao C. 12	SCCm-12	70.00	0.055	6.61	4.55	3425.00	3775.00	0.0769
13	Subcuenca Chumbao C. 13	SCCm-13	78.00	0.060	4.30	3.66	3425.00	4025.00	0.1638
14	Subcuenca Chumbao C. 14	SCCm-14	78.00	0.055	9.13	5.07	3425.00	4075.00	0.1283
15	Subcuenca Chumbao C. 15	SCCm-15	78.00	0.060	7.98	6.17	3775.00	4175.00	0.0649
16	Subcuenca Chumbao C. 16	SCCm-16	78.00	0.060	5.76	3.23	3575.00	4075.00	0.1550
17	Subcuenca Chumbao C. 17	SCCm-17	78.00	0.058	8.82	4.80	3675.00	4250.00	0.1199
18	Subcuenca Chumbao C. 18	SCCm-18	78.00	0.058	6.53	3.84	3775.00	4175.00	0.1043
19	Subcuenca Chumbao C. 19	SCCm-19	78.00	0.058	6.65	3.20	3975.00	4175.00	0.0625
20	Subcuenca Chumbao C. 20	SCCm-20	78.00	0.060	6.05	3.24	4175.00	4475.00	0.0927
21	Subcuenca Chumbao C. 21	SCCm-21	78.00	0.058	9.76	4.63	4175.00	4350.00	0.0378
22	Subcuenca Chumbao C. 22	SCCm-22	78.00	0.060	4.49	2.41	4175.00	4375.00	0.0830
23	Subcuenca Chumbao C. 23	SCCm-23	78.00	0.060	9.99	5.33	4075.00	4400.00	0.0609
24	Subcuenca Chumbao C. 24	SCCm-24	78.00	0.060	9.53	5.08	4075.00	4400.00	0.0640
25	Subcuenca Chumbao C. 25	SCCm-25	78.00	0.060	9.98	4.86	4250.00	4650.00	0.0824
26	Subcuenca Chumbao C. 26	SCCm-26	78.00	0.060	9.48	4.51	4250.00	4650.00	0.0887
A _{Cuenca} =					207.07				

A continuación, se muestra el resumen de cálculos efectuados para determinar el tiempo de concentración empleando las diferentes fórmulas consideradas en el presente documento.

Cuadro N° 39. Tiempos de concentración calculados, subcuenca río Chumbao.

Fuente: Elaboración propia.

Cuenca			Tiempo de Concentración (tc) para diferentes autores				
N°	Nombre	Código	Bransby - Williams	Témez	Kirpich	California	S. C. S.
1	Subcuenca Chumbao C. 01	SCCm-01	202.53	173.74	64.94	59.55	241.36
2	Subcuenca Chumbao C. 02	SCCm-02	106.89	102.27	37.50	35.35	139.41
3	Subcuenca Chumbao C. 03	SCCm-03	94.02	92.99	33.11	31.32	120.71
4	Subcuenca Chumbao C. 04	SCCm-04	79.61	83.97	28.12	26.65	90.72
5	Subcuenca Chumbao C. 05	SCCm-05	102.01	101.68	34.24	32.13	124.70
6	Subcuenca Chumbao C. 06	SCCm-06	130.93	122.66	42.37	39.42	148.98
7	Subcuenca Chumbao C. 07	SCCm-07	81.82	87.04	32.07	30.49	115.65
8	Subcuenca Chumbao C. 08	SCCm-08	80.26	84.75	29.05	27.56	95.01
9	Subcuenca Chumbao C. 09	SCCm-09	80.69	86.41	31.43	29.87	97.33
10	Subcuenca Chumbao C. 10	SCCm-10	62.08	69.45	25.38	24.41	92.97
11	Subcuenca Chumbao C. 11	SCCm-11	65.12	70.09	24.37	23.37	84.47
12	Subcuenca Chumbao C. 12	SCCm-12	91.89	92.71	34.24	32.45	134.50
13	Subcuenca Chumbao C. 13	SCCm-13	66.37	68.09	21.65	20.70	61.72
14	Subcuenca Chumbao C. 14	SCCm-14	89.41	91.27	30.53	28.81	90.40
15	Subcuenca Chumbao C. 15	SCCm-15	126.41	120.62	46.18	43.24	148.76
16	Subcuenca Chumbao C. 16	SCCm-16	57.41	62.48	20.06	19.27	57.32
17	Subcuenca Chumbao C. 17	SCCm-17	86.10	88.69	30.05	28.42	89.52
18	Subcuenca Chumbao C. 18	SCCm-18	72.97	76.84	26.70	25.47	80.27
19	Subcuenca Chumbao C. 19	SCCm-19	67.35	73.83	28.29	27.19	89.74
20	Subcuenca Chumbao C. 20	SCCm-20	63.50	69.05	24.50	23.54	74.29
21	Subcuenca Chumbao C. 21	SCCm-21	103.75	107.60	45.65	43.23	155.16
22	Subcuenca Chumbao C. 22	SCCm-22	49.78	56.33	20.36	19.79	61.98
23	Subcuenca Chumbao C. 23	SCCm-23	108.28	109.34	42.32	39.85	136.71
24	Subcuenca Chumbao C. 24	SCCm-24	102.60	104.38	40.00	37.74	128.29
25	Subcuenca Chumbao C. 25	SCCm-25	92.84	96.15	35.06	33.14	109.08
26	Subcuenca Chumbao C. 26	SCCm-26	85.32	89.57	32.16	30.49	98.99

El método usado para evaluar el tránsito de avenidas fue Muskingum-Cunge, los parámetros fueron asumidos y calculados basándose en información digital del relieve generado por el IGN e imágenes satelitales, los cuales son detallados a continuación en el cuadro N° 40.

Cuadro N° 40. Parámetros método Muskingum-Kunge, subcuenca río Chumbao.

Fuente: Elaboración propia.

N°	Tramo	L (m)	L (km)	H ₂ (msnm)	H ₁ (msnm)	Sm (m/m)	n	Ancho (m)
1	T1	1999.05	2.00	2820.00	2860.00	0.0200	0.055	18.00
2	T2	807.43	0.81	2960.00	3020.00	0.0743	0.055	8.00
3	T3	5561.36	5.56	2860.00	3030.00	0.0306	0.055	18.00
4	T4	4226.56	4.23	3030.00	3400.00	0.0875	0.055	8.00
5	T5	6603.63	6.60	3030.00	3430.00	0.0606	0.055	15.00
6	T6	6417.87	6.42	3430.00	3760.00	0.0514	0.058	12.00
7	T7	3174.23	3.17	3760.00	3960.00	0.0630	0.058	10.00
8	T8	2524.18	2.52	3960.00	4080.00	0.0475	0.058	8.00

Los resultados obtenidos del modelo hidrológico, corresponden a cinco diferentes métodos para el cálculo del tiempo de concentración, en el cuadro N° 41 se muestra el resumen de resultados y reportes generados por el programa.

Cuadro N° 41. Caudales de diseño, subcuenca Chumbao, puente Chumbao.

Fuente: Elaboración propia.

N°	Autor	Q ₁₀₀ (m ³ /s)	Q ₂₀₀ (m ³ /s)	Q ₅₀₀ (m ³ /s)
1	Bransby-Williams	98.70	134.70	155.80
2	Témez	98.80	134.00	155.90
3	Kirpich	130.00	176.30	203.50
4	California	131.70	176.70	205.70
5	SCS	88.40	120.80	139.00

En la figura N° 67 se aprecia los resultados comparativos para los diferentes tiempos de concentración considerados.

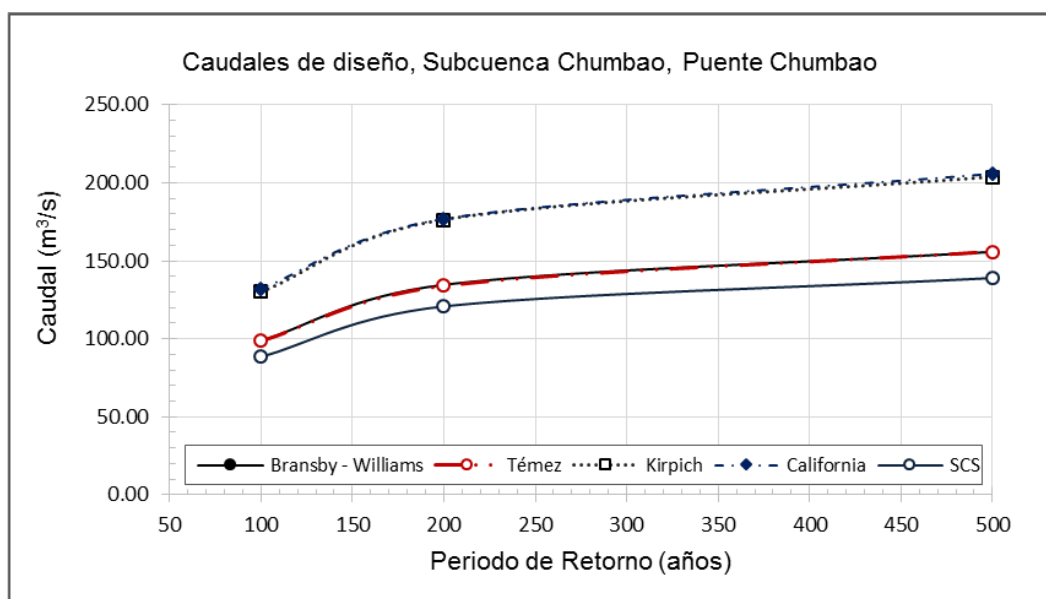


Figura N° 67. Resumen gráfico comparativo del caudal en función a diferentes tiempos de concentración, puente Chumbao.

De acuerdo a los resultados del estudio hidrológico, se evidencia la variación entre los métodos aplicados. Para elegir el procedimiento más adecuado se debe efectuar la calibración del modelo con datos de caudales máximos instantáneos, ante tal carencia de estos registros se realizó una visita de campo a la zona durante octubre del año 2019, se recolectó diferentes datos, entre ellos marcas de agua, con estas huellas se realizó el modelamiento hidráulico con el objetivo de

calcular el caudal máximo acontecido en la zona de análisis, el valor calculado equivale a 6.88 m³/s, para ocho años de funcionamiento, los resultados y otros datos son mostrados en las fichas técnicas FT-002a y FT-002b, adjuntas en el Anexo 1. Fichas técnicas de evaluación de campo. Con el valor del caudal generado a partir de la marca de agua, se procedió a estimar su periodo de retorno asociado, para esto se generaron las líneas de tendencia de los resultados obtenidos en el cuadro N° 41, los periodos de retorno para los métodos considerados se muestran en el cuadro N° 42, mostrado a continuación.

Cuadro N° 42. Periodo de retorno asociado al caudal generado por la marca de agua.

Fuente: Elaboración propia.

N°	Autor	Q ₁₀₀ (m ³ /s)	Q ₂₀₀ (m ³ /s)	Q ₅₀₀ (m ³ /s)	Ecuación para la línea de tendencia	Q (m ³ /s)	T (años)
1	Bransby-Williams	98.70	134.70	155.80	$T = 6.2983 \times e^{0.0272 \times Q}$	6.88	7.59
2	Témez	98.80	134.00	155.90	$T = 6.1977 \times e^{0.0274 \times Q}$	6.88	7.48
3	Kirpich	130.00	176.30	203.50	$T = 5.9137 \times e^{0.0212 \times Q}$	6.88	6.84
4	California	131.70	176.70	205.70	$T = 5.6944 \times e^{0.0212 \times Q}$	6.88	6.59
5	SCS	88.40	120.80	139.00	$T = 6.1845 \times e^{0.0306 \times Q}$	6.88	7.63

Los muros de encauzamiento han estado en servicio durante ocho años. Los resultados mostrados en el cuadro N° 42 muestran mejor aproximación debido a la cantidad de años en funcionamiento, notamos que el resultado de mejor ajuste respecto al tiempo de servicio corresponde al procedimiento empleado con la fórmula del SCS, siendo esta fórmula la más adecuada para la zona de análisis.

5.3.4. Subcuenca Chincheros, río Comunchaca, puente Comunchaca

El modelo hidrológico de la subcuenca Chincheros fue elaborado con el programa HEC-HMS del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos, el modelo de transformación lluvia escorrentía corresponde al método del Hidrograma Acampanado del Servicio de Conservación de Suelos (SCS).

A continuación, se muestran los principales parámetros físicos calculados para la subcuenca del Chumbao:

Área de la Subcuenca	:	$A_{\text{Subcuenca}} = 51.86 \text{ km}^2$
Perímetro de la Subcuenca	:	$P = 29.70 \text{ km}$
Longitud del cauce principal	:	$L = 10.10 \text{ km}$

Cota Superior	:	$Z_{Máx} = 4500.00$ msnm
Cota Inferior	:	$Z_{Min} = 3000.00$ msnm
Desnivel	:	$\Delta H = 1500.00$ m
Pendiente del cauce princ.	:	$S_m = 0.1542$ m/m = 15.42 %
Pendiente de la cuenca	:	$S_c = 0.1624$ m/m = 16.24 %
Índice de Compacidad	:	$K_c = 1.16$
Factor de Forma	:	$F_f = 0.55$

Se muestra el esquema del nuevo modelo hidrológico en la figura N° 68.

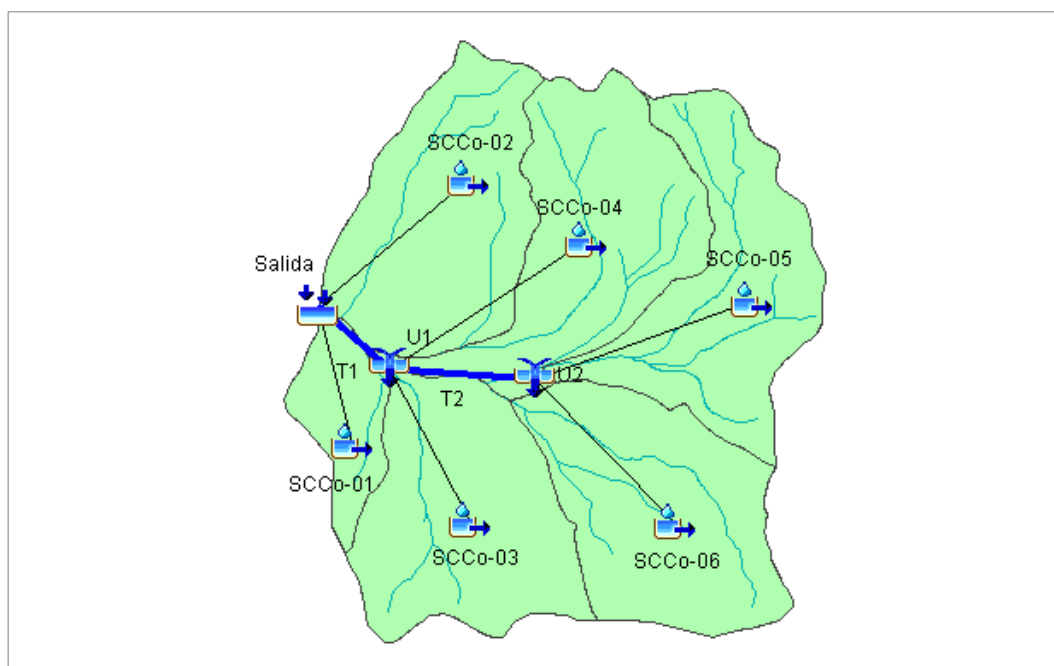


Figura N° 68. Esquema del modelo hidrológico para la transformación precipitación – escorrentía, subcuenca Chincheros, puente Comunchaca.

De acuerdo al esquema mostrado en la figura N° 68, se ha subdividido esta parte de la cuenca del río Chincheros en seis subcuencas, esto con la finalidad de cumplir con las exigencias del Servicio de Conservación de Suelos para el adecuado uso de la fórmula del tiempo de concentración, del mismo modo para poder hacer un estudio más profundo y poder comparar con los diferentes autores.

Cuadro N° 43. Parámetros físicos de las subcuencas del río Chincheros.

Fuente: Elaboración propia.

Cuenca			Parámetros Físicos Subcuenca Chumbao						
N°	Nombre	Código	CN	n	A (km ²)	L (km)	H ₂ (msnm)	H ₁ (msnm)	S _m (m/m)
1	Subcuenca Comunchaca 01	SCCo-01	72.00	0.068	2.87	3.06	3025.00	3700.00	0.2208
2	Subcuenca Comunchaca 02	SCCo-02	70.00	0.070	9.84	5.16	3025.00	4250.00	0.2374
3	Subcuenca Comunchaca 03	SCCo-03	78.00	0.068	9.84	4.47	3075.00	3825.00	0.1677
4	Subcuenca Comunchaca 04	SCCo-04	70.00	0.070	9.93	6.71	3075.00	4250.00	0.1752
5	Subcuenca Comunchaca 05	SCCo-05	78.00	0.068	9.41	6.15	3250.00	4425.00	0.1912
6	Subcuenca Comunchaca 06	SCCo-06	78.00	0.068	9.97	5.30	3200.00	4025.00	0.1558
					A _{Cuenca} =	51.86			

Seguidamente se muestra el resumen de cálculos realizados para determinar el tiempo de concentración usando las diferentes fórmulas consideradas en el presente documento.

Cuadro N° 44. Tiempos de concentración calculados, subcuenca río Chicheros.

Fuente: Elaboración propia.

Cuenca			Tiempo de Concentración (tc) para diferentes autores				
N°	Nombre	Código	Bransby - Williams	Témez	Kirpich	California	S. C. S.
1	Subcuenca Comunchaca 01	SCCo-01	54.33	56.07	16.79	16.17	54.66
2	Subcuenca Comunchaca 02	SCCo-02	79.9	82.32	24.43	23.04	84.63
3	Subcuenca Comunchaca 03	SCCo-03	74.23	78.88	25.01	23.72	71.54
4	Subcuenca Comunchaca 04	SCCo-04	110.26	106.44	33.61	31.36	121.5
5	Subcuenca Comunchaca 05	SCCo-05	99.86	97.99	30.39	28.46	86.44
6	Subcuenca Comunchaca 06	SCCo-06	89.12	90.98	29.32	27.62	85.01

El método usado para evaluar el tránsito de avenidas fue Muskingum-Cunge, los parámetros fueron asumidos y calculados basándose en información digital del relieve generado por el IGN e imágenes satelitales, los cuales son detallados seguidamente en el cuadro N° 45.

Cuadro N° 45. Parámetros método Muskingum-Kunge, subcuenca río Chincheros.

Fuente: Elaboración propia.

N°	Tramo	L (m)	L (km)	H ₂ (msnm)	H ₁ (msnm)	Sm (m/m)	n	Ancho (m)
1	T1	1004.85	1.00	3025.00	3075.00	0.0498	0.068	10.00
2	T2	1853.37	1.85	3075.00	3180.00	0.0567	0.068	8.00

Los resultados obtenidos del modelo hidrológico, corresponden a cinco diferentes métodos para el cálculo del tiempo de concentración, en el cuadro N° 46 se muestra el resumen de resultados y reportes generados por el programa

Cuadro N° 46. Caudales de diseño, subcuenca Chincheros, puente Comunchaca.

Fuente: Elaboración propia.

N°	Autor	Q ₁₀₀ (m ³ /s)	Q ₅₀₀ (m ³ /s)
1	Bransby-Williams	28.30	41.20
2	Témez	28.30	41.20
3	Kirpich	45.90	70.10
4	California	47.50	72.10
5	SCS	29.40	42.40

En la figura N° 69 se aprecia los resultados comparativos para los diferentes tiempos de concentración considerados.

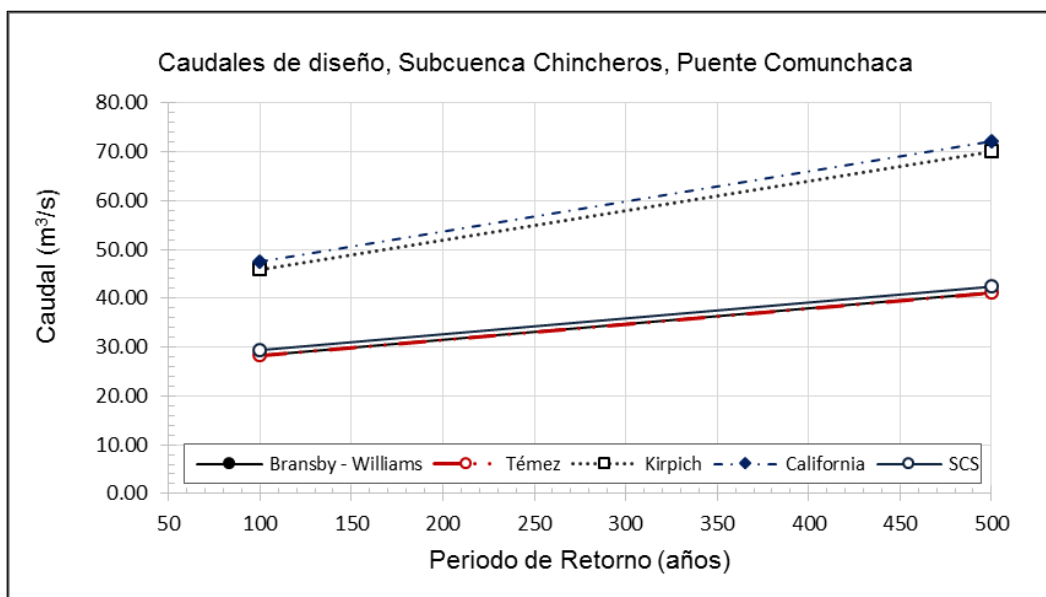


Figura N° 69. Resumen gráfico comparativo del caudal en función a diferentes tiempos de concentración, puente Comunchaca.

Conforme a los resultados conseguidos del estudio hidrológico, se comprueba la variación entre los métodos usados. Para elegir el método más conveniente se debe realizar la calibración del modelo con registros de caudales máximos instantáneos, pero de acuerdo al SENAMHI, no se cuenta con dichos datos. Ante tal carencia, se acude a la verificación de marcas de agua, para ello se realizó una visita de campo a la zona durante octubre del año 2019, acorde a estas se obtuvo

el nivel máximo del flujo a partir de las huellas físicas y se realizó el modelamiento hidráulico con el fin de estimar el caudal máximo ocurrido en la zona de análisis. El valor calculado equivale a 5.50 m³/s, para seis años de funcionamiento, estos resultados y otros datos son mostrados en las fichas técnicas FT-004a y FT-004b, adjuntas en el Anexo 1. Fichas técnicas de evaluación de campo. Con el resultado del caudal generado a partir de la marca de agua, se calculó el periodo de retorno asociado, para esto se generaron las líneas de tendencia de los resultados mostrados en el cuadro N° 46, los periodos de retorno para los métodos empleados se exponen en el cuadro N° 47, mostrado a continuación.

Cuadro N° 47. Periodo de retorno asociado al caudal generado por la marca de agua.

Fuente: Elaboración propia.

N°	Autor	Q ₁₀₀ (m ³ /s)	Q ₅₀₀ (m ³ /s)	Ecuación para la línea de tendencia	Q (m ³ /s)	T (años)
1	Bransby-Williams	28.30	41.20	$T = 2.9282 \times e^{0.1248 \times Q}$	5.50	5.82
2	Témez	28.30	41.20	$T = 2.9282 \times e^{0.1248 \times Q}$	5.50	5.82
3	Kirpich	45.90	70.10	$T = 4.7235 \times e^{0.0665 \times Q}$	5.50	6.81
4	California	47.50	72.10	$T = 4.4706 \times e^{0.0654 \times Q}$	5.50	6.41
5	SCS	29.40	42.40	$T = 2.6257 \times e^{0.1238 \times Q}$	5.50	5.19

Los muros de gaviones han funcionado durante seis años. Los resultados mostrados en el cuadro N° 47 muestran mejor aproximación debido a la cantidad de años de funcionamiento hasta la actualidad, notamos que los resultados de mejor ajuste respecto al tiempo de servicio, corresponden a los métodos empleando las fórmulas de Bransby-Williams y Témez, siendo ambos procedimientos los más adecuados para la región de análisis.

5.3.5. Subcuenca Pampas, río Pampas, puente Pampas

La subcuenca Pampas es la de mayor extensión en el presente trabajo, con una superficie de 18,766.01 km², que representa el aproximadamente el 80.76 % de la superficie total de la cuenca del río Pampas.

El estudio hidrológico del proyecto “Estudio Definitivo para la Rehabilitación y Mejoramiento de la Carretera Ayacucho - Abancay, Tramo: km 98+800 - km 154+000”, con el cual se debería sustentar el cálculo de caudales máximos, no presenta un modelo hidrológico computarizado, el cálculo de los caudales

máximos de diseño no corresponden a una metodología de transformación lluvia-escorrentía, fundamenta sus cálculos basándose en el estudio de “Análisis Regional de las Avenidas en los Ríos del Perú”, estudio de regionalización desarrollado por la Cooperación Energética Peruano – Alemana en el año 1979, del cual obtienen los caudales de 3682.00 m³/s y 4952.00 m³/s, correspondientes a los periodos de retorno de 100 y 500 años respectivamente.

El estudio de análisis regional usado para determinar los caudales de diseño, tiene un correcto sustento. Sin embargo, debido al año de su publicación es posible que la metodología se encuentre obsoleta, debido al pequeño rango de información hidrológica, ya que en general, los registros históricos tienen al año 1964 como el inicio de las lecturas y además que desde el año de la publicación de dicho documento en 1979. Hasta la actualidad, han ocurrido fenómenos meteorológicos de gran relevancia en el Perú, como los fenómenos de El Niño ocurridos durante los años 1983, 1997-1998 y el fenómeno de El Niño Costero en 2017.

La figura N° 70 muestra el esquema de división de la subcuenca Pampas y los principales parámetros físicos de cada subcuenca en los cuadros N° 48 y N° 49.

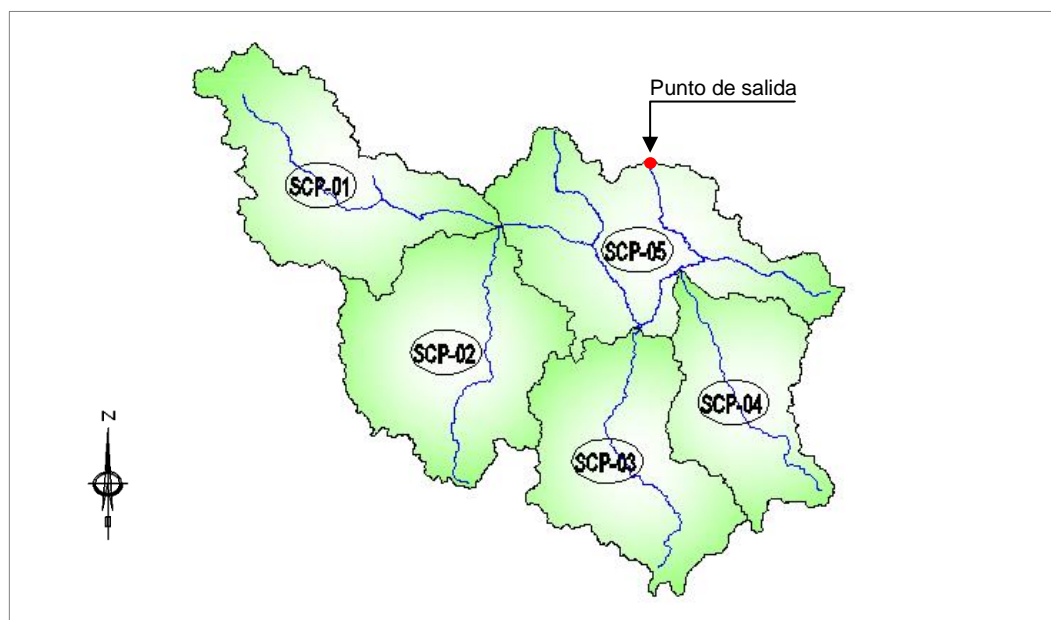


Figura N° 70. Esquema de la subdivisión de la subcuenca del río Pampas, puente Pampas.

A continuación, se muestran los respectivos parámetros físicos de las subcuencas consideradas para el presente análisis.

Cuadro N° 48. Parámetros físicos de la cuenca del río Pampas.

Fuente: Elaboración propia.

N°	Nombre de la Subcuenca	Código	CN	A _{Subcuenca} (km ²)	P (km)	L (km)	Z _{Min} (msnm)	Z _{Máx} (msnm)
1	Alto Pampas	SCP-01	75.00	3736.53	395.75	119.90	2625.00	4522.00
2	Caracha	SCP-02	73.00	4288.78	376.18	109.54	2625.00	4220.00
3	Sondondo	SCP-03	73.00	3636.31	351.41	110.52	2283.00	4450.00
4	Chicha	SCP-04	72.00	2797.97	305.74	103.82	2146.00	4381.00
5	Medio Pampas	SCP-05	72.00	4306.42	446.92	177.46	1961.00	4025.00
				A _{TOTAL} =	18766.01			

Cuadro N° 49. Resultados de los principales parámetros físicos de la cuenca del río Pampas.

Fuente: Elaboración propia.

N°	Nombre de la Subcuenca	Código	Desnivel (m)	S _m (m/m)	S _c (m/m)	Ind.Compac. Kc	Fact.Forma Ff
1	Alto Pampas	SCP-01	1897.00	0.0158	0.0107	1.83	0.26
2	Caracha	SCP-02	1595.00	0.0146	0.0106	1.62	0.36
3	Sondondo	SCP-03	2167.00	0.0196	0.0141	1.64	0.30
4	Chicha	SCP-04	2235.00	0.0215	0.0147	1.63	0.26
5	Medio Pampas	SCP-05	2064.00	0.0116	0.0110	1.92	0.14

En la figura N° 71 se muestra el esquema del nuevo modelo hidrológico.

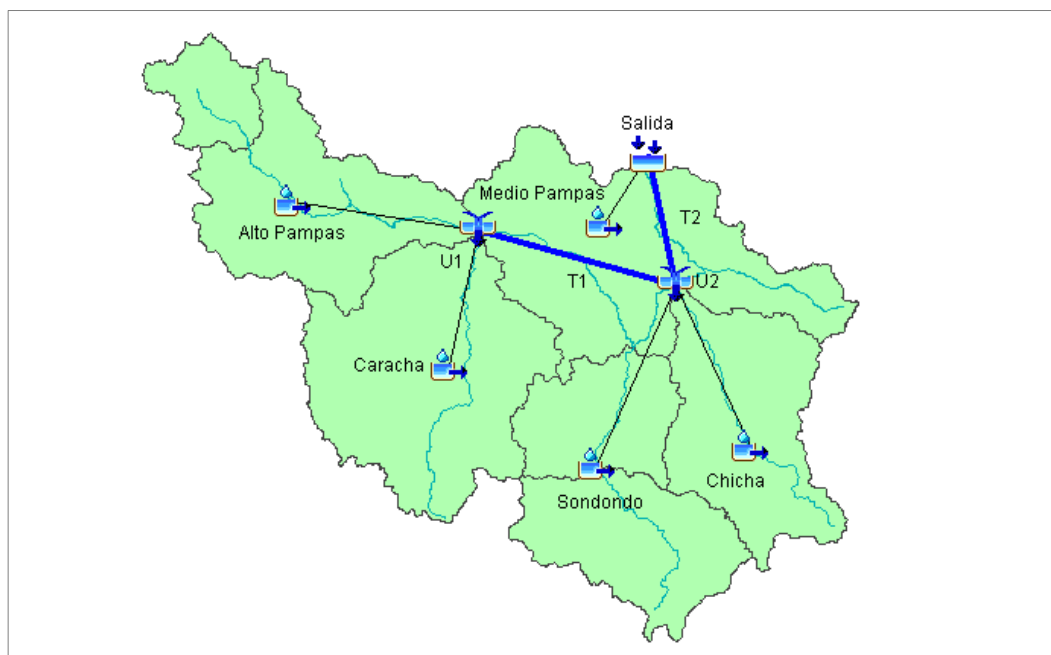


Figura N° 71. Esquema del modelo hidrológico para la transformación precipitación – escorrentía, subcuenca Pampas, puente Pampas.

El método empleado para estudiar el tránsito de avenidas fue Muskingum-Cunge, para esta elección el programa HEC-HMS exige parámetros específicos para los dos elementos *reachs* considerados, tales parámetros fueron proporcionados por la oficina de la Autoridad Local del Agua, Bajo Apurímac Pampas, Andahuaylas, Apurímac, los cuales se muestran a continuación en el cuadro N° 50.

Cuadro N° 50. Parámetros método Muskingum-Kunge, cuenca río Pampas.

Fuente: Elaboración propia.

N°	Tramo	L (m)	L (km)	Sm (m/m)	n	Ancho (m)
1	T1	99803.76	99.80	0.0116	0.042	50.00
2	T2	57535.82	57.54	0.0116	0.042	50.00

Los resultados obtenidos del modelo hidrológico, corresponden en este caso a cuatro diferentes métodos para el cálculo del tiempo de concentración, a continuación, se muestra el resumen de resultados y reportes generados por el programa.

Cuadro N° 51. Resultados del modelo hidrológico, fórmula de California, subcuenca Pampas.

Fuente: Elaboración propia.

N°	Cuenca		t _c (min)	Lag Time (min)	A _{Subcuenca} (km ²)	Q ₅₀ (m ³ /s)	Q ₁₀₀ (m ³ /s)	Q ₅₀₀ (m ³ /s)
	Nombre	Código						
1	Caracha	SCP-02	627.86	376.71	4288.78	820.70	1010.20	1485.60
2	Alto Pampas	SCP-01	649.58	389.75	3736.53	525.00	595.60	753.00
3	Sonondo	SCP-03	563.54	338.13	3636.31	653.10	850.90	1373.30
4	Chicha	SCP-04	519.37	311.62	2797.97	475.10	627.20	1032.20
5	Medio Pampas	SCP-05	973.56	584.14	4306.42	350.00	434.90	651.30
	Salida				18766.01	2254.50	2757.80	4029.90

Cuadro N° 52. Resultados del modelo hidrológico, fórmula de Kirpich, subcuenca Pampas.

Fuente: Elaboración propia.

N°	Cuenca		t _c (min)	Lag Time (min)	A _{Subcuenca} (km ²)	Q ₅₀ (m ³ /s)	Q ₁₀₀ (m ³ /s)	Q ₅₀₀ (m ³ /s)
	Nombre	Código						
1	Caracha	SCP-02	752.39	451.44	4288.78	732.00	898.20	1314.10
2	Alto Pampas	SCP-01	781.25	468.75	3736.53	468.90	530.20	667.40
3	Sonondo	SCP-03	675.57	405.34	3636.31	584.20	757.50	1215.60
4	Chicha	SCP-04	621.06	372.63	2797.97	427.20	560.30	917.30
5	Medio Pampas	SCP-05	1189.41	713.64	4306.42	310.60	384.10	571.20
	Salida				18766.01	2046.20	2508.70	3680.60

Cuadro N° 53. Resultados del modelo hidrológico, fórmula de Témez, subcuenca Pampas.

Fuente: Elaboración propia.

N°	Cuenca		t _c (min)	Lag Time (min)	A _{Subcuenca} (km ²)	Q ₅₀ (m ³ /s)	Q ₁₀₀ (m ³ /s)	Q ₅₀₀ (m ³ /s)
	Nombre	Código						
1	Caracha	SCP-02	1426.76	856.06	4288.78	470.80	574.50	830.00
2	Alto Pampas	SCP-01	1504.29	902.58	3736.53	301.50	339.40	423.80
3	Sonondo	SCP-03	1357.49	814.49	3636.31	367.50	471.30	742.80
4	Chicha	SCP-04	1271.70	763.02	2797.97	266.30	345.60	554.90
5	Medio Pampas	SCP-05	2148.41	1289.04	4306.42	208.90	256.70	377.10
	Salida				18766.01	1413.20	1741.00	2568.60

Cuadro N° 54. Resultados del modelo hidrológico, fórmula de Bransby-Williams, subc. Pampas.

Fuente: Elaboración propia.

N°	Cuenca		t _c (min)	Lag Time (min)	A _{Subcuenca} (km ²)	Q ₅₀ (m ³ /s)	Q ₁₀₀ (m ³ /s)	Q ₅₀₀ (m ³ /s)
	Nombre	Código						
1	Caracha	SCP-02	1614.60	968.76	4288.78	426.50	520.10	751.10
2	Alto Pampas	SCP-01	1762.36	1057.41	3736.53	266.00	299.30	373.50
3	Sonondo	SCP-03	1560.46	936.28	3636.31	329.60	422.50	664.90
4	Chicha	SCP-04	1476.93	886.16	2797.97	236.70	307.10	492.30
5	Medio Pampas	SCP-05	2734.71	1640.83	4306.42	171.80	211.10	309.70
	Salida				18766.01	1254.20	1545.50	2279.90

En la figura N° 72 se aprecia los resultados comparativos para los diferentes tiempos de concentración considerados.

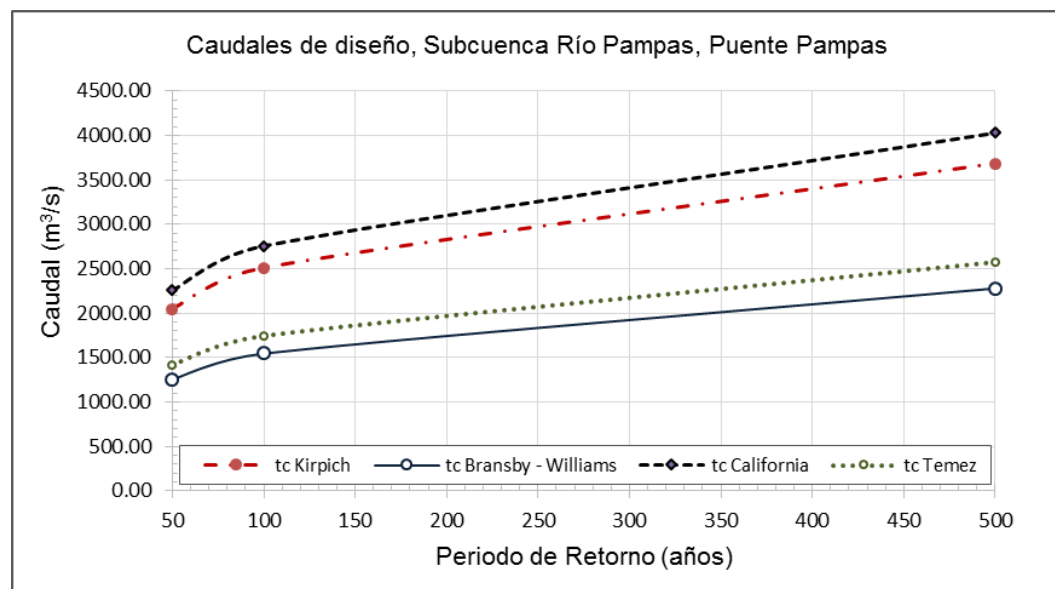


Figura N° 72. Resumen gráfico comparativo del caudal en función a diferentes tiempos de concentración, cuenca del río Pampas.

De los resultados obtenidos en el estudio hidrológico, se verifica la apreciable variación entre las metodologías empleadas. Es necesario elegir el método más conveniente, para esto se debe calibrar el modelo con datos de caudales máximos instantáneos, pero el SENAMHI no cuenta con dichos registros históricos, ante la deficiencia de datos se requiere conocer posibles marcas de agua, para ello se realizó una visita de campo durante el mes de octubre del año 2019, conforme a esta huella física se realizó el modelamiento hidráulico con el fin de estimar el caudal máximo ocurrido en la zona de análisis, el valor calculado equivale a 317 m³/s, para cinco años y medio de funcionamiento, estos resultados y otros datos son mostrados en las fichas técnicas FT-005a y FT-005b, presentadas en el Anexo1. Fichas técnicas de campo. Con el caudal generado a partir de la marca de agua, se calculó el periodo de retorno asociado, para esto se generaron las líneas de tendencia de los resultados del estudio hidrológico, las ecuaciones y resultados se muestran en el cuadro N° 55.

Cuadro N° 55. Periodo de retorno asociado al caudal generado por la marca de agua.

Fuente: Elaboración propia.

N°	Autor	Q ₅₀ (m ³ /s)	Q ₁₀₀ (m ³ /s)	Q ₅₀₀ (m ³ /s)	Ecuación para la línea de tendencia	Q (m ³ /s)	T (años)
1	Bransby-Williams	1254.20	1545.50	2279.90	$T = 3.0867 \times e^{0.0022 \times Q}$	317.00	6.20
2	Témez	1413.20	1741.00	2568.60	$T = 3.0859 \times e^{0.002 \times Q}$	317.00	5.82
3	Kirpich	2046.20	2508.70	3680.60	$T = 2.8926 \times e^{0.0014 \times Q}$	317.00	4.51
4	California	2254.50	2757.80	4029.90	$T = 2.7737 \times e^{0.0013 \times Q}$	317.00	4.19

El puente Pampas y los enrocados de protección han funcionado durante aproximadamente cinco años y medio. Los resultados mostrados en el cuadro N° 55 muestran una mejor aproximación, siendo la fórmula de mejor ajuste la empleada para Témez, esta fórmula es considerada la más adecuada para la región de análisis.

5.3.6. Subcuenca Chincheros, río Chincheros, puente Callebamba

El modelo hidrológico de la subcuenca Chincheros fue elaborado con el programa HEC-HMS del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos, el modelo de transformación lluvia escorrentía corresponde al método del Hidrograma Acampanados del Servicio de Conservación de Suelos (SCS).

A continuación, se muestran los principales parámetros físicos calculados para la subcuenca del Chumbao:

Área de la Subcuenca	:	$A_{\text{Subcuenca}} = 137.92 \text{ km}^2$
Perímetro de la Subcuenca	:	$P = 54.56 \text{ km}$
Longitud del cauce principal	:	$L = 22.22 \text{ km}$
Cota Superior	:	$Z_{\text{Máx}} = 4500.00 \text{ msnm}$
Cota Inferior	:	$Z_{\text{Mín}} = 2000.00 \text{ msnm}$
Desnivel	:	$\Delta H = 2500.00 \text{ m}$
Pendiente del cauce princ.	:	$S_m = 0.1139 \text{ m/m} = 11.39 \%$
Pendiente de la cuenca	:	$S_c = 0.1215 \text{ m/m} = 12.15 \%$
Índice de Compacidad	:	$K_c = 1.31$
Factor de Forma	:	$F_f = 0.29$

En la figura N° 73 se muestra el esquema del nuevo modelo hidrológico.

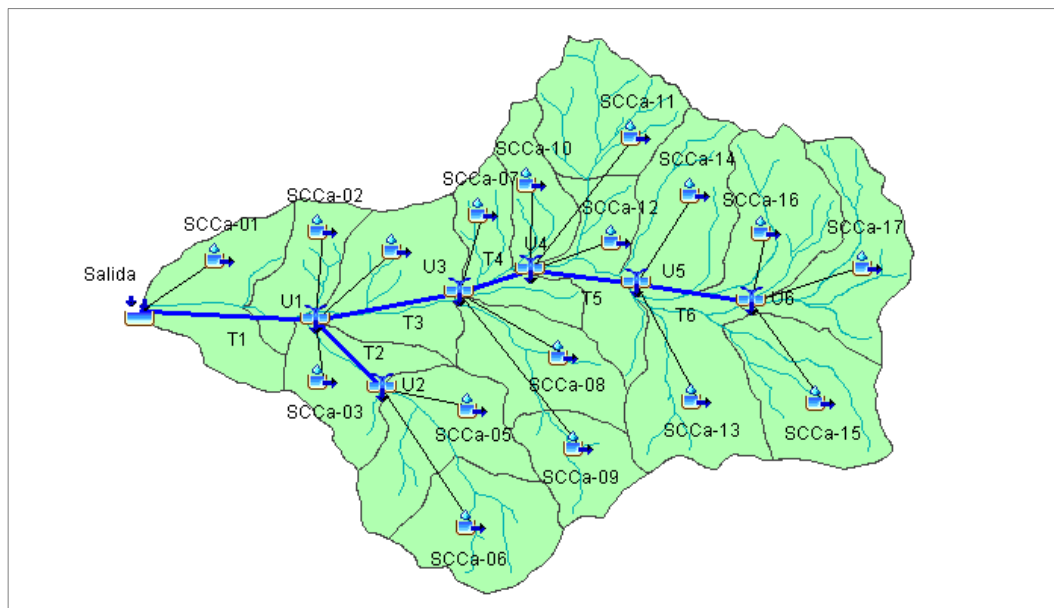


Figura N° 73. Esquema del modelo hidrológico para la transformación precipitación – escorrentía, subcuenca Chincheros, puente Callebamba.

Conforme al esquema mostrado en la figura N° 73, se ha subdividido esta parte de la cuenca del río Chincheros en 17 subcuencas con el fin de cumplir con las exigencias del Servicio de Conservación de Suelos para el correcto uso de la fórmula del tiempo de concentración, así mismo para poder hacer un análisis más íntegro y poder realizar la comparación con los diferentes autores.

Cuadro N° 56. Parámetros físicos de las subcuencas del río Chincheros.

Fuente: Elaboración propia.

Cuenca			Parámetros Físicos Subcuenca Chumbao						
N°	Nombre	Código	CN	n	A (km ²)	L (km)	H ₂ (msnm)	H ₁ (msnm)	S _m (m/m)
1	Subcuenca Callebam. 01	SCCa-01	76.00	0.058	8.94	4.12	2000.00	2750.00	0.1823
2	Subcuenca Callebam. 02	SCCa-02	65.00	0.058	5.15	3.64	2125.00	2675.00	0.1512
3	Subcuenca Callebam. 03	SCCa-03	78.00	0.060	6.80	3.93	2225.00	3100.00	0.2225
4	Subcuenca Callebam. 04	SCCa-04	75.00	0.058	9.87	3.97	2225.00	2575.00	0.0882
5	Subcuenca Callebam. 05	SCCa-05	78.00	0.060	9.75	3.33	2550.00	3400.00	0.2552
6	Subcuenca Callebam. 06	SCCa-06	78.00	0.070	8.73	3.44	2950.00	3725.00	0.2251
7	Subcuenca Callebam. 07	SCCa-07	72.00	0.062	5.75	3.32	2575.00	3375.00	0.2409
8	Subcuenca Callebam. 08	SCCa-08	75.00	0.062	8.17	4.15	2575.00	3400.00	0.1988
9	Subcuenca Callebam. 09	SCCa-09	75.00	0.064	5.54	2.97	3250.00	3750.00	0.1684
10	Subcuenca Callebam. 10	SCCa-10	72.00	0.064	4.73	3.06	2775.00	3375.00	0.1963
11	Subcuenca Callebam. 11	SCCa-11	70.00	0.070	8.89	3.65	3250.00	4275.00	0.2812
12	Subcuenca Callebam. 12	SCCa-12	72.00	0.064	7.10	5.56	2775.00	3500.00	0.1304
13	Subcuenca Callebam. 13	SCCa-13	78.00	0.068	9.92	4.47	3075.00	3825.00	0.1677
14	Subcuenca Callebam. 14	SCCa-14	70.00	0.070	9.24	4.83	3025.00	4250.00	0.2538
15	Subcuenca Callebam. 15	SCCa-15	78.00	0.068	9.97	5.30	3225.00	4025.00	0.1510
16	Subcuenca Callebam. 16	SCCa-16	70.00	0.070	9.93	6.71	3075.00	4250.00	0.1752
17	Subcuenca Callebam. 17	SCCa-17	78.00	0.068	9.41	6.15	3250.00	4425.00	0.1912
					A _{Cuenca} =	137.91			

Cuadro N° 57. Tiempos de concentración calculados, subcuenca río Chincheros.

Fuente: Elaboración propia.

Cuenca			Tiempo de Concentración (tc) para diferentes autores				
N°	Nombre	Código	Bransby - Williams	Témez	Kirpich	California	S. C. S.
1	Subcuenca Callebam. 01	SCCa-01	67.83	72.89	22.72	21.62	68.14
2	Subcuenca Callebam. 02	SCCa-02	65.77	68.76	22.20	21.23	91.50
3	Subcuenca Callebam. 03	SCCa-03	64.01	67.79	20.32	19.37	56.03
4	Subcuenca Callebam. 04	SCCa-04	74.89	81.39	29.22	27.85	97.93
5	Subcuenca Callebam. 05	SCCa-05	50.89	58.23	16.96	16.28	45.83
6	Subcuenca Callebam. 06	SCCa-06	54.53	61.14	18.26	17.50	50.09
7	Subcuenca Callebam. 07	SCCa-07	54.10	58.73	17.30	16.61	55.91
8	Subcuenca Callebam. 08	SCCa-08	67.84	72.16	22.12	21.04	67.61
9	Subcuenca Callebam. 09	SCCa-09	52.18	57.75	18.23	17.57	56.21
10	Subcuenca Callebam. 10	SCCa-10	52.90	57.33	17.56	16.91	57.96
11	Subcuenca Callebam. 11	SCCa-11	55.13	61.22	17.52	16.75	58.89
12	Subcuenca Callebam. 12	SCCa-12	100.31	97.65	32.60	30.65	114.80
13	Subcuenca Callebam. 13	SCCa-13	74.17	78.88	25.01	23.72	71.54
14	Subcuenca Callebam. 14	SCCa-14	74.23	77.28	22.62	21.39	77.61
15	Subcuenca Callebam. 15	SCCa-15	89.67	91.51	29.67	27.95	86.32
16	Subcuenca Callebam. 16	SCCa-16	110.26	106.44	33.61	31.36	121.50
17	Subcuenca Callebam. 17	SCCa-17	99.86	97.99	30.39	28.46	86.44

En el cuadro N° 56 se presenta los principales parámetros físicos de las subcuencas del río Chincheros y en el cuadro N° 57 se muestra el resumen de cálculos para los respectivos tiempos de concentración.

El método usado para evaluar el tránsito de avenidas fue Muskingum-Cunge, los parámetros fueron asumidos y calculados basándose en información digital del relieve generado por el IGN e imágenes satelitales, los cuales son detallados en el cuadro N° 58.

Cuadro N° 58. Parámetros método Muskingum-Kunge, subcuenca río Chincheros.

Fuente: Elaboración propia.

N°	Tramo	L (m)	L (km)	H ₂ (msnm)	H ₁ (msnm)	Sm (m/m)	n	Ancho (m)
1	T1	3780.16	3.78	2000.00	2225.00	0.0595	0.058	30.00
2	T2	2699.42	2.70	2225.00	2540.00	0.1167	0.060	10.00
3	T3	3968.38	3.97	2225.00	2575.00	0.0882	0.058	20.00
4	T4	1602.85	1.60	2575.00	2760.00	0.1154	0.062	15.00
5	T5	3508.65	3.51	2760.00	3075.00	0.0898	0.064	10.00
6	T6	1853.37	1.85	3075.00	3180.00	0.0567	0.068	8.00

Los resultados obtenidos del modelo hidrológico, corresponden a cinco diferentes métodos para el cálculo del tiempo de concentración, en el cuadro N° 59 se muestra el resumen de resultados y reportes generados por el programa y en la figura N° 74 se aprecia los resultados comparativos para los diferentes tiempos de concentración considerados.

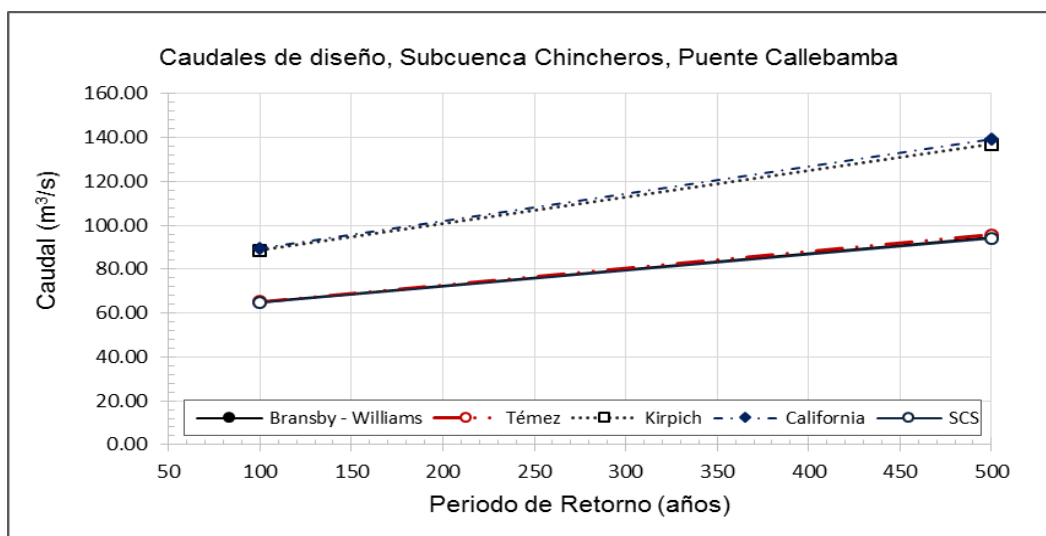


Figura N° 74. Resumen gráfico comparativo del caudal en función a diferentes tiempos de concentración, puente Callebamba.

Cuadro N° 59. Caudales de diseño, subcuenca Chincheros, puente Comunchaca.

Fuente: Elaboración propia.

N°	Autor	Q ₁₀₀ (m ³ /s)	Q ₅₀₀ (m ³ /s)
1	Bransby-Williams	65.10	94.60
2	Témez	65.20	95.70
3	Kirpich	88.60	137.00
4	California	89.40	139.40
5	SCS	64.80	94.10

Verificamos la variación entre los métodos realizados. Para seleccionar el método más adecuado se debe realizar la calibración del modelo con datos de caudales máximos instantáneos, se acudió al SENAMHI, pero no se cuenta con dichos registros en la zona, por lo que el método alternativo consiste en usar marcas de agua. Se realizó una visita de campo el mes de octubre del año 2019. Con las huellas físicas se ejecutó el modelamiento hidráulico para estimar el caudal máximo ocurrido en la región de análisis, se determina un valor 12.52 m³/s para cuatro años de trabajo. Este y otros resultados son mostrados en las fichas técnicas FT-006a y FT-006b, adjuntas en el Anexo 1. Con el valor del caudal generado a partir de la marca de agua, se calculó el periodo de retorno asociado, para esto se generaron las líneas de tendencia de los resultados obtenidos en el cuadro N° 59, los periodos de retorno para los diferentes autores considerados, se muestran a continuación en el cuadro N° 60.

Cuadro N° 60. Periodo de retorno asociado al caudal generado por la marca de agua.

Fuente: Elaboración propia.

N°	Autor	Q ₁₀₀ (m ³ /s)	Q ₅₀₀ (m ³ /s)	Ecuación para la línea de tendencia	Q (m ³ /s)	T (años)
1	Bransby-Williams	65.10	94.60	$T = 2.8677 \times e^{0.0546 \times Q}$	12.52	5.68
2	Témez	65.20	95.70	$T = 3.2049 \times e^{0.0528 \times Q}$	12.52	6.21
3	Kirpich	88.60	137.00	$T = 5.2539 \times e^{0.0333 \times Q}$	12.52	7.97
4	California	89.40	139.40	$T = 5.6265 \times e^{0.0322 \times Q}$	12.52	8.42
5	SCS	64.80	94.10	$T = 2.8455 \times e^{0.0549 \times Q}$	12.52	5.66

Los muros gaviones han funcionado durante cuatro años. Los resultados mostrados en el cuadro N° 60 no reflejan una adecuada proximidad debido a la poca cantidad de años en funcionamiento. Sin embargo, notamos que los de mejor ajuste corresponden a las fórmulas del SCS, seguido por Bransby-Williams, siendo fórmula SCS la más adecuada para la zona de estudio.

Es importante recalcar que la fórmula de California Culverts Practice, para calcular el tiempo de concentración en una cuenca, es básicamente la misma fórmula presentada por Kirpich (MTC, 2011), ambas fórmulas inducen a la sobreestimación de caudales, debido a los bajos resultados para el tiempo de concentración, esto provoca el aumento de las intensidades de los caudales de diseño.

De acuerdo al análisis realizado para las diferentes subcuencas de estudio, se ha determinado que las fórmulas de mejor ajuste son las que proporcionan resultados menos conservadores, esto se consiguió comparando los periodos de retorno asociados a los caudales generados por las marcas de agua, a la cantidad de años de funcionamiento de los diferentes sistemas de control de erosión. Por lo expuesto, los resultados más cercanos a valores más prudentes de tiempos de concentración, son las fórmulas del SCS, Bransby-Williams y Témez. Es necesario reiterar que el uso de estas fórmulas cumplieron las consideraciones teóricas para su adecuada aplicación en las subcuencas estudiadas.

5.4. MODELAMIENTO HIDRÁULICO

En el presente subcapítulo se describe y desarrolla los aspectos más relevantes del modelamiento hidráulico, se tiene la información de seis diferentes cauces que han sido descritos y analizados anteriormente.

La geometría natural de cada cauce ha sido evaluada en los diferentes expedientes técnicos para calcular los principales parámetros hidráulicos de diseño y con ello establecer los valores del nivel de aguas máximas extraordinarias (NAME) y la profundidad de socavación. Sin embargo, en el presente documento se ha considerado de manera relevante, el análisis de modelos donde puedan figurar los cambios en la geometría del cauce y riberas, modelos que incluyan el emplazamiento de los sistemas de control de erosión, debido a que cualquier cambio en la geometría del cauce va a generar diferentes comportamientos, de manera general se puede mencionar que el estrechamiento de la sección transversal va a generar mayores velocidades y que el caso contrario, el ensanchamiento de la sección transversal va a ocasionar una disminución en la velocidad media de la sección, además que el cambio de materiales en las márgenes debido al emplazamiento de defensas ribereñas, altera la rugosidad y con ello se altera los valores de la velocidad, lo que conlleva directamente a diferentes resultados en la profundidad de socavación. Sin embargo, es necesario conocer otros parámetros de importancia como el Número de Froude, para identificar el régimen del flujo, debido a las razones mencionadas, estos cambios en la geometría del cauce son muy importantes y necesitan ser considerados en el diseño, estos modelos serán denominados cauces modificados.

Se ha preparado el análisis de doce modelos digitales de terreno, los cuales se mencionan a continuación:

Cuadro N° 61. MDT de cauce natural y modificado correspondiente a cada estructura.

Fuente: Elaboración propia.

Estructura	MDT Cauce Natural	MDT Cauce Modificado
Puente Pochccota y muros de encauzamiento	A	B
Puente Chumbao y muros de encauzamiento	C	D
Gaviones y enrocados río Chumbao	E	F
Puente Comunchaca y gaviones	G	H
Puente Pampas y enrocados de protección	I	- - -
Puente Callebamba y gaviones	J	K
		L

De acuerdo al cuadro N° 61, se verifica la relación entre los modelos digitales de terreno de los cauces naturales con sus correspondientes modelos digitales de cauces modificados, estos últimos fueron elaborados de acuerdo a las alteraciones que han tenido los diferentes cauces en su geometría debido al emplazamiento de los sistemas de control de erosión en las riberas.

De acuerdo a los resultados de los modelamientos hidráulicos, se ha considerado entre los parámetros hidráulicos más importantes: el tirante hidráulico, el Número de Froude y la velocidad media, debido a que conocer del valor del tirante hidráulico proporciona información necesaria para evaluar la fuerza tractiva en determinada zona del cauce, el Número de Froude caracteriza régimen del flujo en crítico o subcrítico y conocer el valor de la velocidad es inevitable para estimar la socavación general, valor forzoso para evaluar las consideraciones adecuadas durante el proceso de diseño de los diferentes sistemas de control de erosión.

Los reportes generados para los parámetros hidráulicos anteriormente mencionados, son dispuestos de acuerdo a la progresiva considerada en el alineamiento de cada eje del río, por lo que la presentación final consiste en gráficas donde en el eje de las abscisas se muestra la progresiva y en el eje de las ordenadas, se muestra el valor de determinado parámetro hidráulico, se ha dispuesto la presentación del modelamiento hidráulico con los diferentes caudales de diseño calculados con los referenciados métodos para estimar el tiempo de concentración, estimados en el subcapítulo de Estudio Hidrológico, además también se muestra en la misma gráfica los resultados del modelamiento hidráulico con el caudal de diseño apreciado en el expediente técnico, el objetivo es mostrar gráficamente un análisis comparativo entre los diferentes caudales de diseño considerados.

Finalmente, al concluir el modelamiento hidráulico de los modelos con geometría modificada, se hace una comparación con los resultados obtenidos del modelo de cauce natural respectivo, el objetivo es cuantificar la variación porcentual de los parámetros en ambos modelos, considerados correspondientes.

5.4.1. Puente Pochccota y muros de encauzamiento, MDT A

El tramo del río Chumbao donde se ubica el puente Pochccota corresponde a un espacio urbano. Dicho tramo ha sido alterado por diversas actividades humanas y en ciertos segmentos se ha estrechado el cauce para ganar espacios urbanos.

La información topográfica fue extraída del proyecto: “Estudio Definitivo de la Rehabilitación y Mejoramiento Carretera: Andahuaylas – Pampachiri – Negromayo. Tramo: Andahuaylas – Huancabamba”, donde también se muestra diferentes parámetros característicos del cauce, referenciados en el capítulo de diagnóstico de los sistemas existentes.

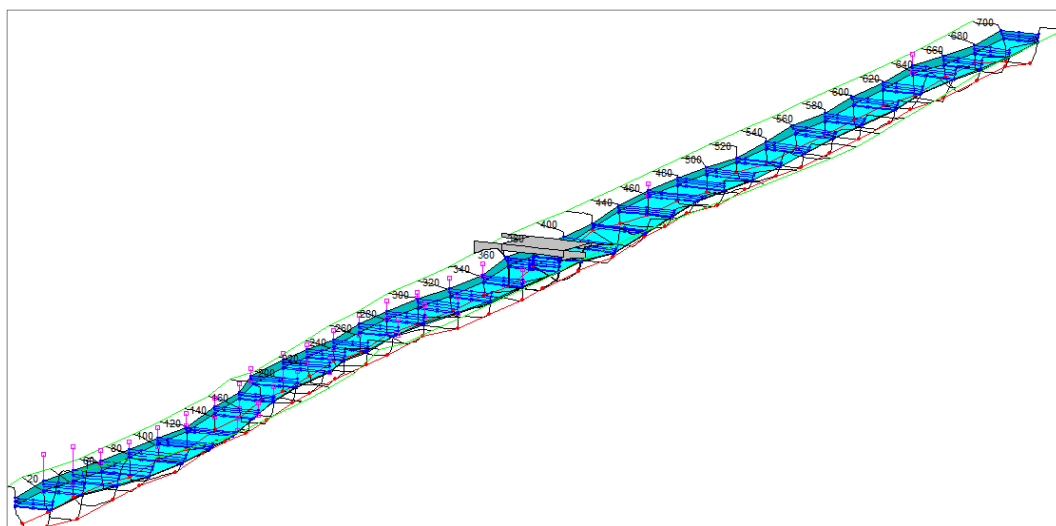


Figura N° 75. MDT A, cauce natural del río Chumbao, subcuenca Chumbao, puente Pochccota.

El tramo analizado tiene una longitud de 700 metros. El puente Pochccota se ubica en la progresiva 0+365.00 medida desde aguas abajo, consideración característica del programa HEC-RAS, la pendiente del cauce es aproximadamente 2.00 %, no presenta sinuosidad, con escasa cobertura vegetal en las márgenes y con presencia de bolonería de aproximadamente 15 cm en promedio, los coeficientes de rugosidad de Manning fueron determinados mediante la Tabla de Cowan, se tiene 0.055 para el cauce principal y 0.06 para las llanuras de inundación.

Resultados para el caudal equivalente a 500 años de periodo de retorno

Se realizó el modelamiento hidráulico del tramo mencionado usando los caudales de diseño calculados y mostrados en el subcapítulo modelamiento hidrológico, se muestran reportes gráficos de los parámetros hidráulicos más relevantes: tirante hidráulico, velocidad media y Número de Froude respecto a su ubicación longitudinal del eje del río Chumbao. Los resultados para el caudal correspondiente a un periodo de retorno de 500 años se muestran a continuación.

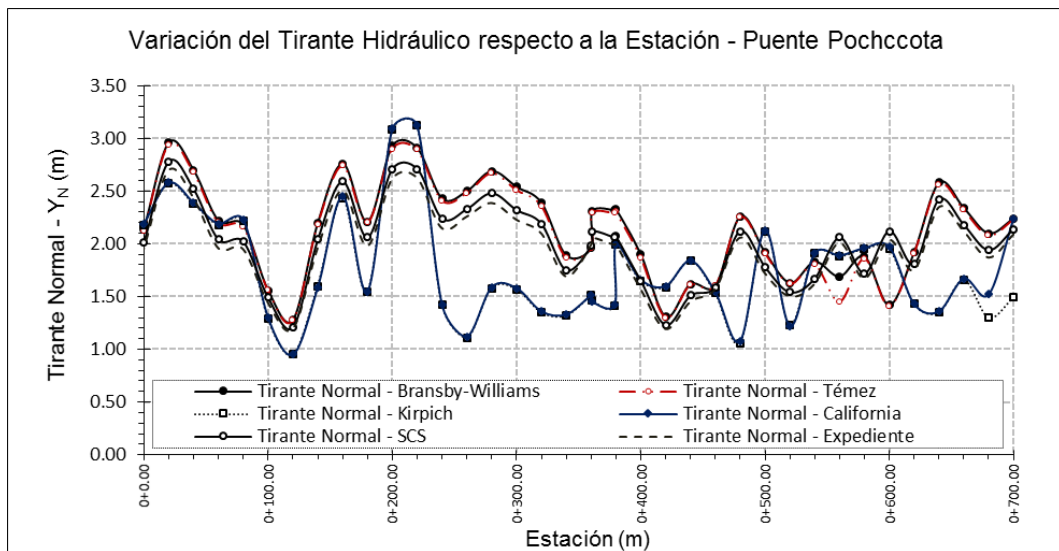


Figura N° 76. Variación del tirante hidráulico respecto a la ubicación longitudinal para $T_R=500$ años, puente Pochccota, río Chumbao, MDT A.

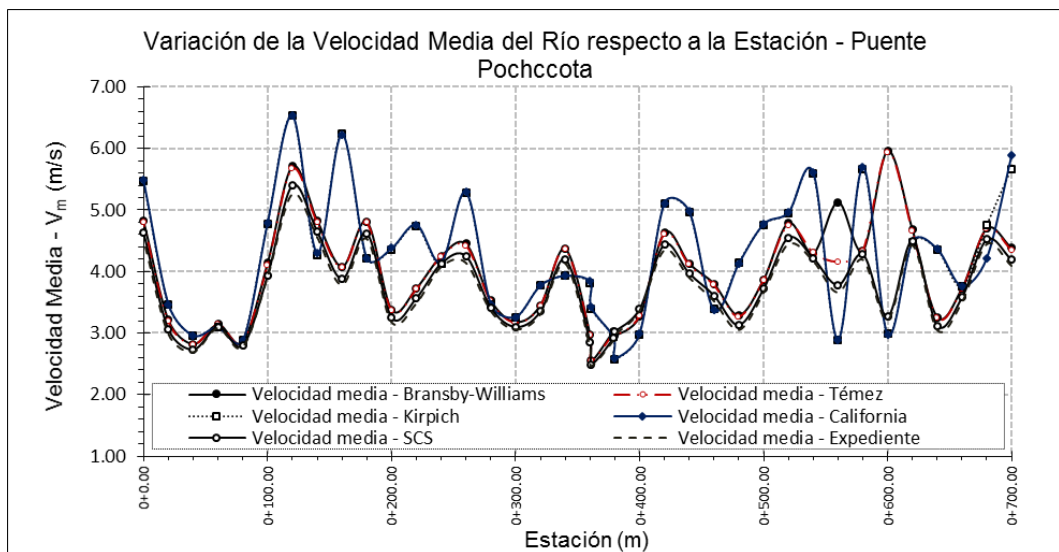


Figura N° 77. Variación de la velocidad media respecto a la ubicación longitudinal para $T_R=500$ años, puente Pochccota, río Chumbao, MDT A.

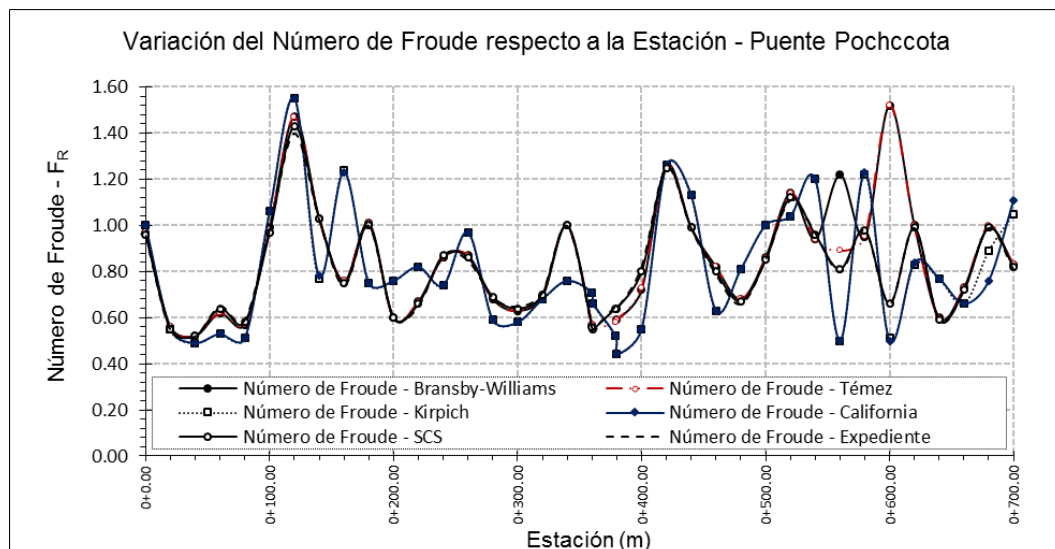


Figura N° 78. Variación del Número de Froude respecto a la ubicación longitudinal para $T_R=500$ años, puente Pochccota, río Chumbao, MDT A.

5.4.2. Puente Pochccota y muros de encauzamiento, MDT B

Con frecuencia, para el estudio de defensas ribereñas, cuando se requiere conocer el comportamiento del flujo y otras características hidráulicas, solo se ejecuta el modelamiento del cauce anterior a realizar las diferentes modificaciones en las márgenes, y sobre los resultados se plasman criterios diseño, esto ocurre en el proyecto analizado, después de realizar el modelamiento hidráulico se estimó el NAME y la profundidad de socavación, finalmente en el diseño geométrico de las defensas ribereñas en relación al cauce, se incrementó el ancho, lo cual tiene un impacto directo en las consideraciones iniciales, debido a que al cambiar las secciones transversales, se obtendrán nuevos tirantes hidráulicos, velocidades medias al igual que el cambio del Número de Froude, además al incrementar el ancho del cauce y realizar su respectiva limpieza, se incrementa el ancho del cauce principal cuyo coeficiente de Manning es de 0.055, al estar confinado lateralmente por muros de concreto, el coeficiente de Manning cambia de 0.06 a 0.014, lo cual beneficia el aumento de la velocidad.

Se realizó el modelo digital de cauce con las consideraciones finales de diseño, los detalles geométricos del esquema se muestran en las figuras N° 79 y N° 80.

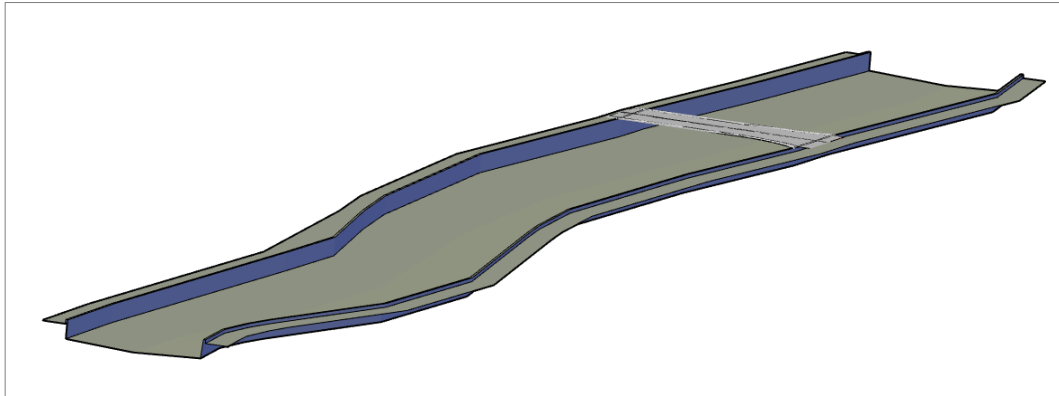


Figura N° 79. Modelo digital generado de los muros de encauzamiento del río Chumbao, subcuena Chumbao, puente Pochccota.

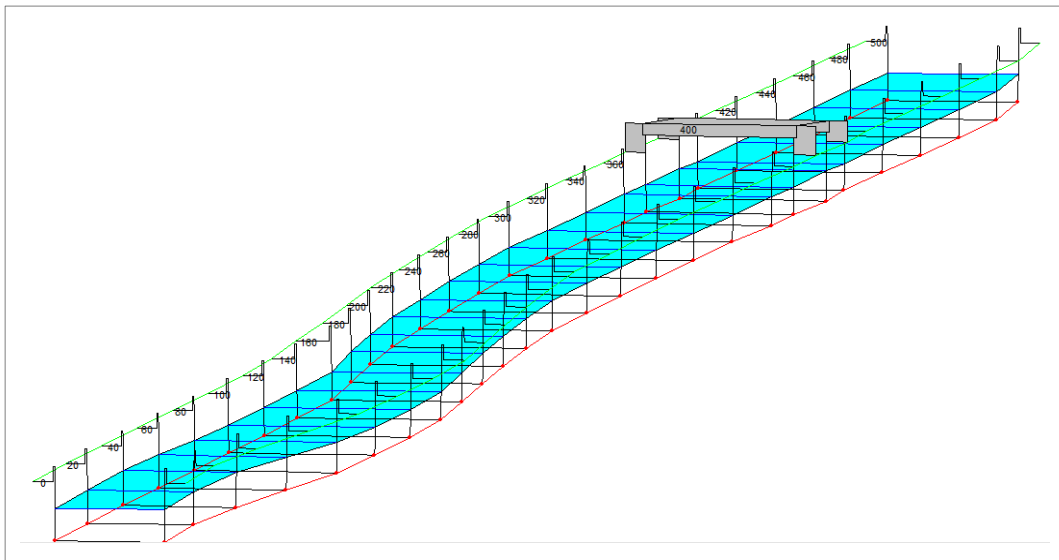


Figura N° 80. MDT B, cauce alterado debido al encauzamiento proyectado del río Chumbao, subcuena Chumbao, puente Pochccota.

Resultados para el caudal equivalente a 500 años de periodo de retorno

Se realizó el modelamiento hidráulico del tramo mencionado usando los caudales de diseño calculados y mostrados en el subcapítulo modelamiento hidrológico, se muestran reportes gráficos de los parámetros hidráulicos más relevantes: tirante hidráulico, velocidad media y Número de Froude respecto a su ubicación longitudinal del eje del río Chumbao en el tramo de 500 metros de defensas.

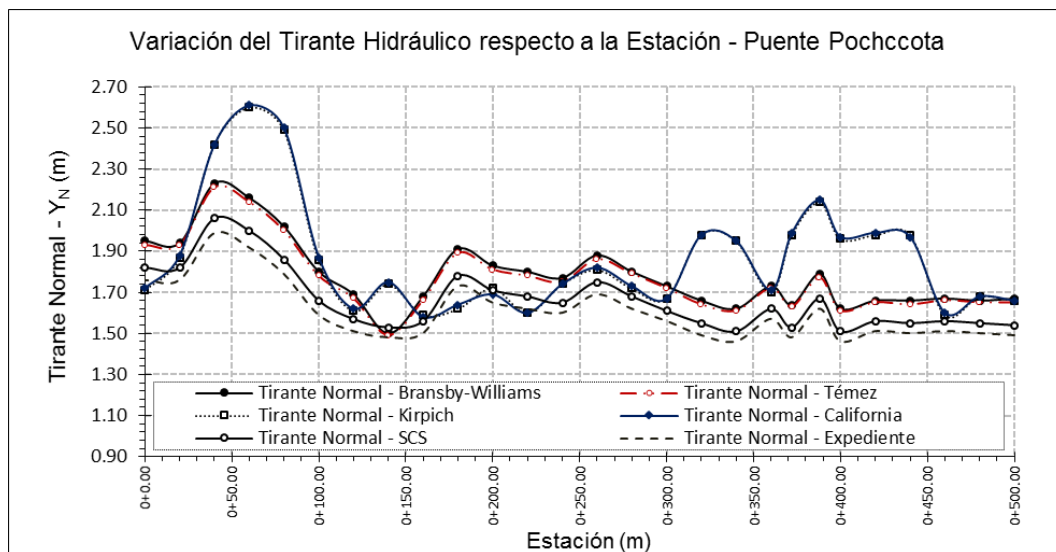


Figura N° 81. Variación del tirante hidráulico respecto a la ubicación longitudinal para $T_R=500$ años, puente Pochccota, río Chumbao, MDT B.

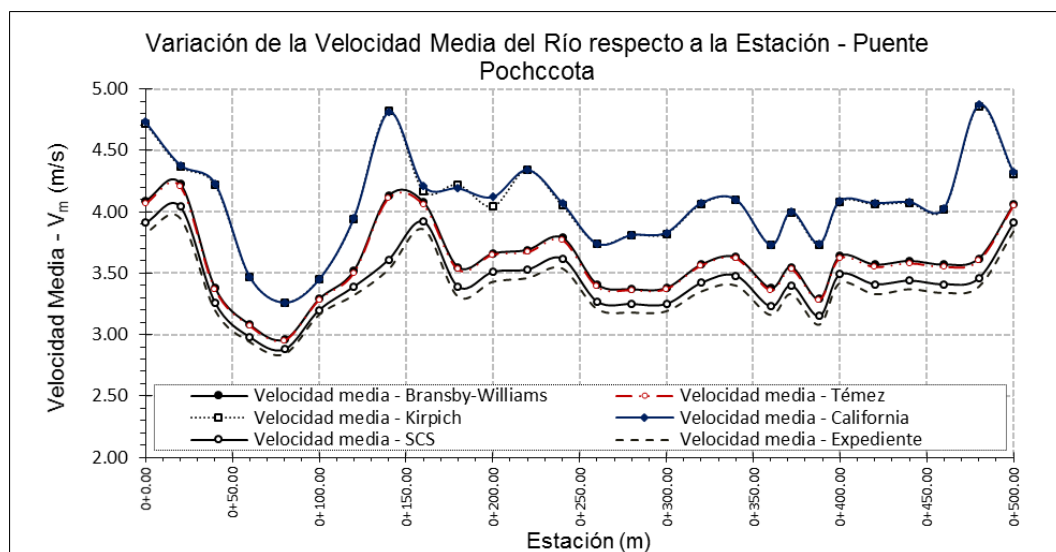


Figura N° 82. Variación de la velocidad media respecto a la ubicación longitudinal para $T_R=500$ años, puente Pochccota, río Chumbao, MDT B.

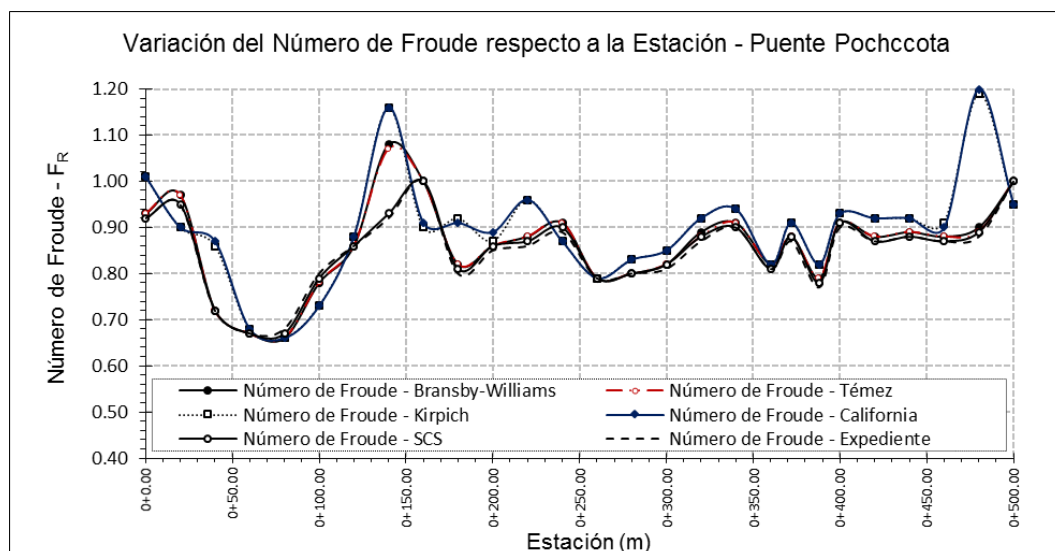


Figura N° 83. Variación del Número de Froude respecto a la ubicación longitudinal para $T_R=500$ años, puente Pochccota, río Chumbao, MDT B.

De acuerdo a los resultados obtenidos del modelamiento aplicado a los modelos digitales de terreno A y B, se tiene el siguiente análisis comparativo de los promedios de la velocidad y el Número de Froude para las dos secciones que conforman el puente Pochccota, para los dos MDT del cauce analizado.

Variación porcentual de la velocidad promedio generado del MDT B respecto al MDT A, para los diferentes métodos considerados:

- Bransby-Williams : $\Delta V_{(B \rightarrow A)} = 22.58 \%$ (incremento)
- Téméz : $\Delta V_{(B \rightarrow A)} = 23.10 \%$ (incremento)
- Kirpich : $\Delta V_{(B \rightarrow A)} = 21.77 \%$ (incremento)
- California : $\Delta V_{(B \rightarrow A)} = 21.70 \%$ (incremento)
- SCS : $\Delta V_{(B \rightarrow A)} = 21.03 \%$ (incremento)
- Expediente : $\Delta V_{(B \rightarrow A)} = 15.36 \%$ (incremento)

Variación porcentual del Número de Froude promedio generado del MDT B respecto al MDT A, para los diferentes métodos considerados:

- Bransby-Williams : $\Delta F_R_{(B \rightarrow A)} = 47.37 \%$ (incremento)
- Téméz : $\Delta F_R_{(B \rightarrow A)} = 47.37 \%$ (incremento)
- Kirpich : $\Delta F_R_{(B \rightarrow A)} = 47.46 \%$ (incremento)
- California : $\Delta F_R_{(B \rightarrow A)} = 47.46 \%$ (incremento)
- SCS : $\Delta F_R_{(B \rightarrow A)} = 38.36 \%$ (incremento)
- Expediente : $\Delta F_R_{(B \rightarrow A)} = 36.67 \%$ (incremento)

5.4.3. Puente Chumbao y muros de encauzamiento, MDT C

El tramo del río Chumbao donde se ubica el puente Chumbao corresponde a un espacio urbano. El tramo mencionado ha sufrido importantes alteraciones, principalmente en las márgenes donde se evidencia una notable disminución que se ha intensificado los últimos años por parte de la población en sus desmedidas intenciones por incrementar el espacio urbano, sin importar la alteración del ancho estable, aguas arriba se ha registrado continuamente el colapso de estructuras para la defensa de riberas. Sin embargo, estos daños no generan conciencia social acerca de su vulnerabilidad ante los fenómenos meteorológicos extremos.

La información topográfica fue extraída del proyecto: “Estudio Definitivo para la Rehabilitación y Mejoramiento de la Carretera Ayacucho – Abancay; tramo: Andahuaylas (km 210+000) – km 256+500”, donde también se muestra diferentes parámetros característicos del cauce, referenciados en el capítulo de diagnóstico de los sistemas existentes.

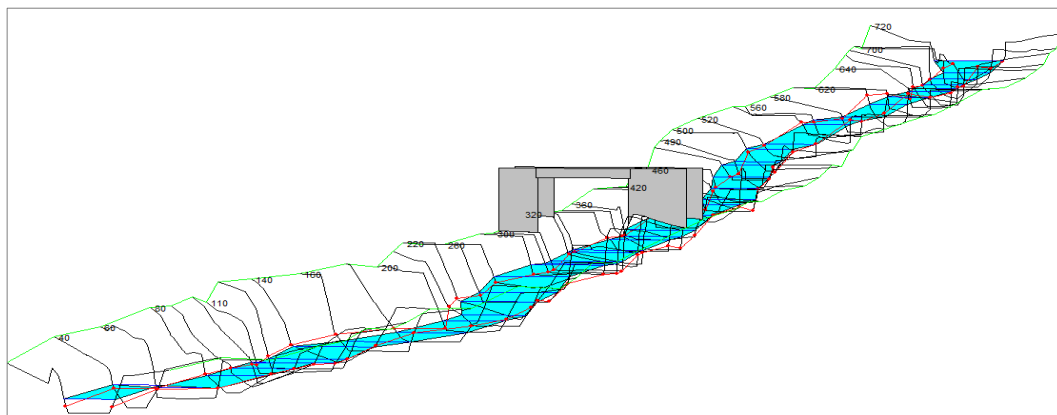


Figura N° 84. MDT C, cauce natural del río Chumbao, subcuena Chumbao, puente Chumbao.

El tramo analizado tiene una longitud de 720 metros. El puente Chumbao se ubica en la progresiva 0+310.00, medida desde aguas abajo, consideración característica del programa HEC-RAS, la pendiente del cauce es aproximadamente 2.00 %, no presenta sinuosidad, con escasa cobertura vegetal en las márgenes y con presencia de bolonería de aproximadamente 15 cm en promedio, los coeficientes de rugosidad de Manning fueron determinados mediante la Tabla de Cowan, se tiene 0.055 para el cauce principal y 0.06 para las llanuras de inundación.

Resultados para el caudal equivalente a 500 años de periodo de retorno

Se realizó el modelamiento hidráulico del tramo mencionado usando los caudales de diseño calculados y mostrados en el subcapítulo modelamiento hidrológico, se muestran reportes gráficos de los parámetros hidráulicos más relevantes: tirante hidráulico, velocidad media y Número de Froude respecto a su ubicación longitudinal del eje del río Chumbao. Los resultados para el caudal correspondiente a un periodo de retorno de 500 años se muestran a continuación.

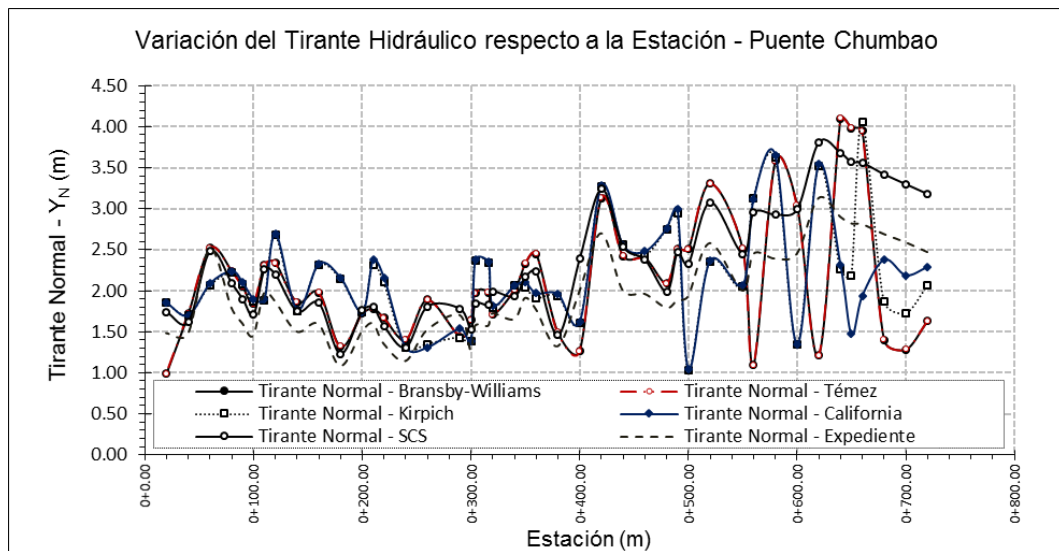


Figura N° 85. Variación del tirante hidráulico respecto a la ubicación longitudinal para $T_R=500$ años, puente Chumbao, río Chumbao, MDT C.

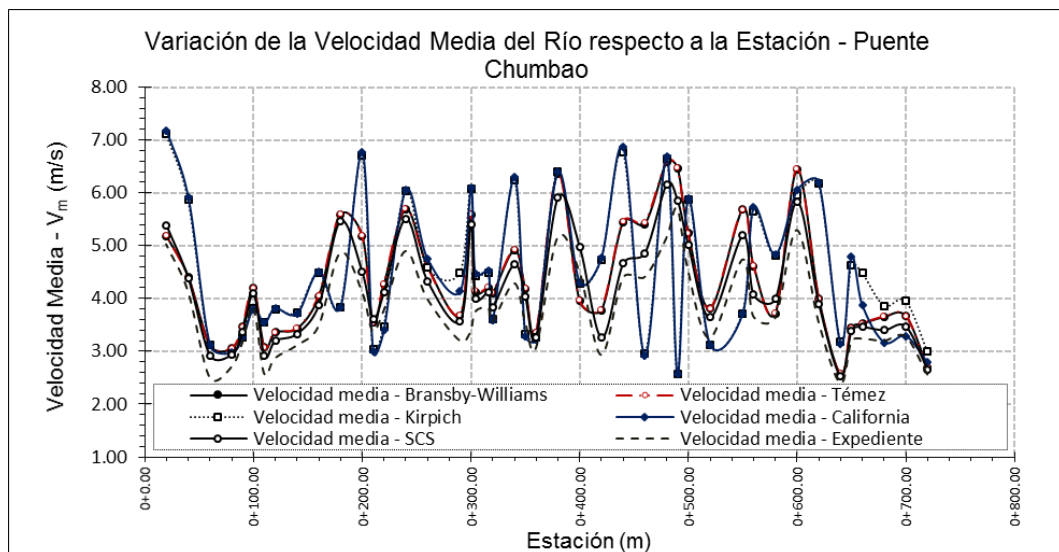


Figura N° 86. Variación de la velocidad media respecto a la ubicación longitudinal para $T_R=500$ años, puente Chumbao, río Chumbao, MDT C.

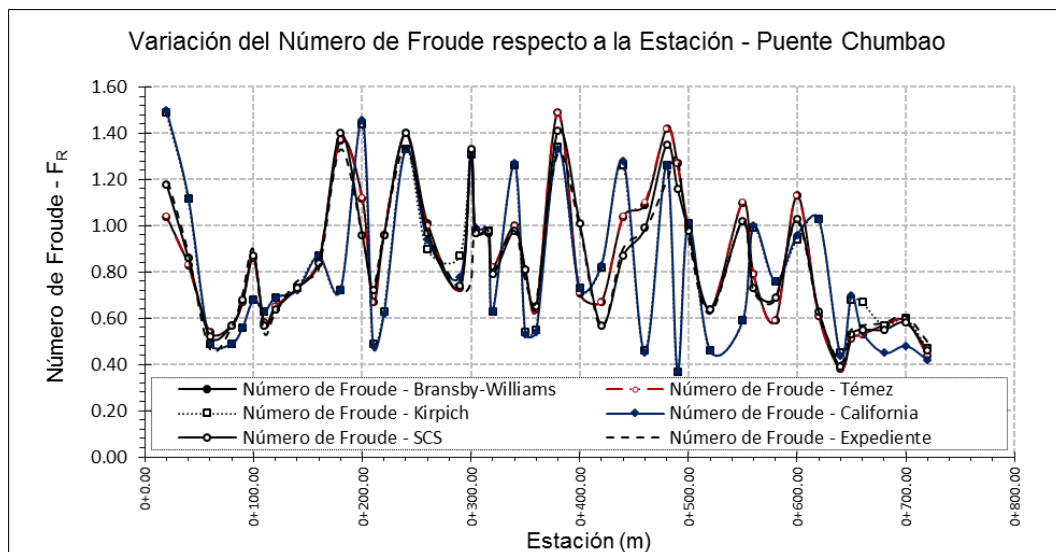


Figura N° 87. Variación del Número de Froude respecto a la ubicación longitudinal para $T_R=500$ años, puente Chumbao, río Chumbao, MDT C.

5.4.4. Puente Chumbao y muros de encauzamiento, MDT D

Tal como ya se mencionó, para el estudio de defensas ribereñas, cuando se necesita conocer el comportamiento del flujo y otras características hidráulicas, se ejecuta únicamente el modelamiento del cauce anterior a realizar las diferentes modificaciones en las márgenes, y sobre los resultados se plasman criterios de diseño, esto ocurre en el proyecto analizado, después de realizar el modelamiento hidráulico se estimó el NAME y la profundidad de socavación, finalmente en el diseño geométrico de las obras de defensas ribereñas en relación al cauce, se aumentó el ancho, lo cual tiene un impacto directo en las consideraciones iniciales, debido a que al cambiar las secciones transversales, se obtendrán nuevos tirantes hidráulicos, velocidades medias al igual que el cambio del Número de Froude, además al incrementar el ancho del cauce y realizar su respectiva limpieza, se incrementa el ancho del cauce principal cuyo coeficiente de Manning es de 0.055, al estar confinado lateralmente por muros de concreto, el coeficiente de Manning cambia de 0.06 a 0.014, esto favorece la acentuación de la velocidad.

Se realizó el modelo digital de cauce con las consideraciones finales de diseño, los detalles geométricos del esquema se muestran en las figuras N° 88 y N° 89.

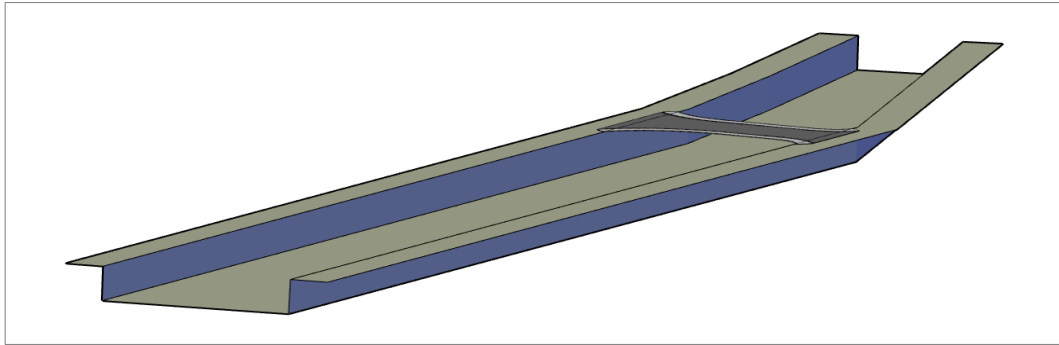


Figura N° 88. Modelo digital generado de los muros de encauzamiento del río Chumbao, subcuenca Chumbao, puente Chumbao.

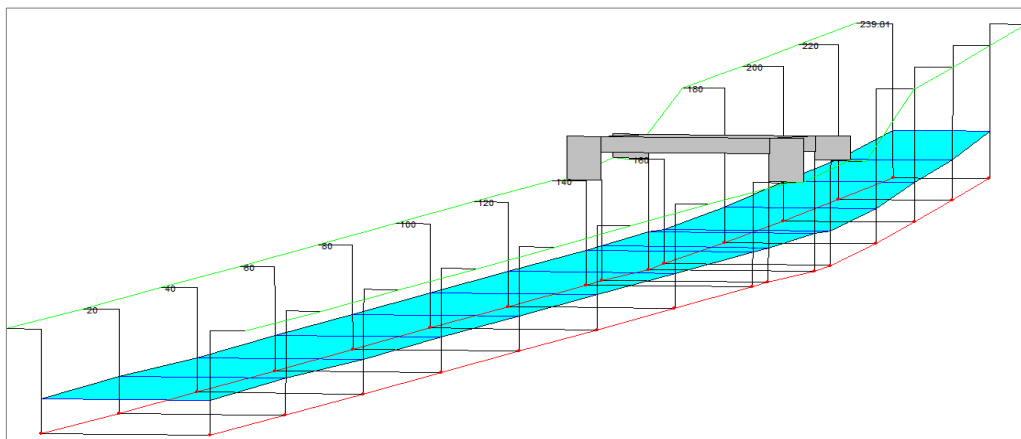


Figura N° 89. MDT D, cauce alterado debido al encauzamiento proyectado del río Chumbao, subcuenca Chumbao, puente Chumbao.

Resultados para el caudal equivalente a 500 años de periodo de retorno

Se realizó el modelamiento hidráulico del nuevo tramo con una longitud de eje de 240 metros que contienen las obras de defensas ribereñas, usando los caudales de diseño calculados y mostrados en el subcapítulo modelamiento hidrológico, se muestran reportes gráficos de los parámetros hidráulicos más relevantes: tirante hidráulico, velocidad media y Número de Froude.

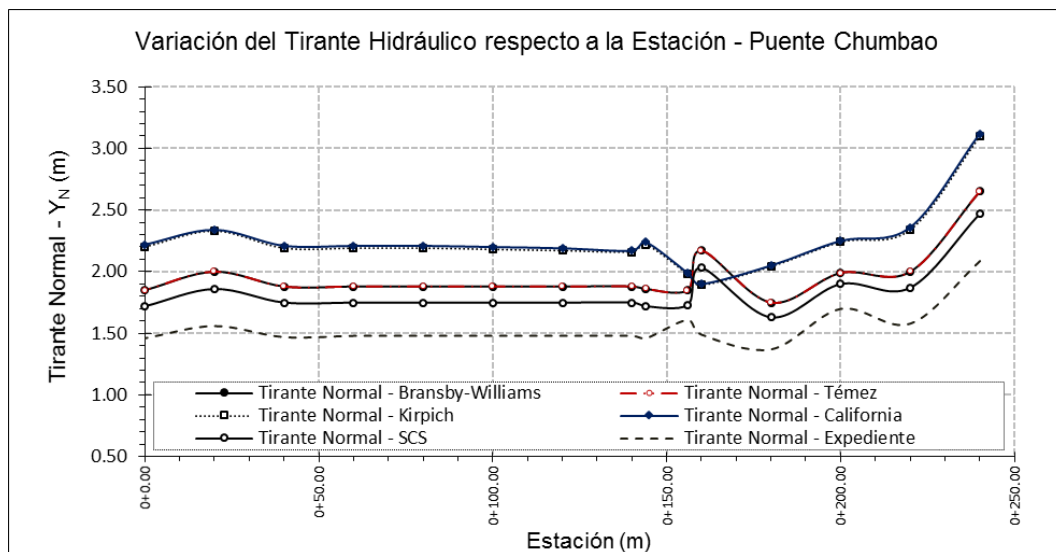


Figura N° 90. Variación del tirante hidráulico respecto a la ubicación longitudinal para $T_R=500$ años, puente Chumbao, río Chumbao, MDT D.

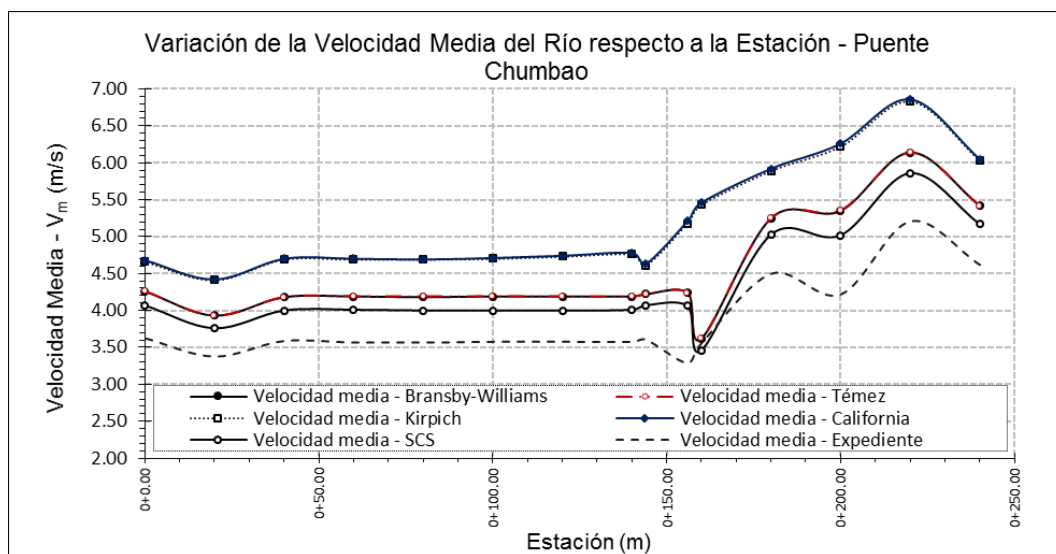


Figura N° 91. Variación de la velocidad media respecto a la ubicación longitudinal para $T_R=500$ años, puente Chumbao, río Chumbao, MDT D.

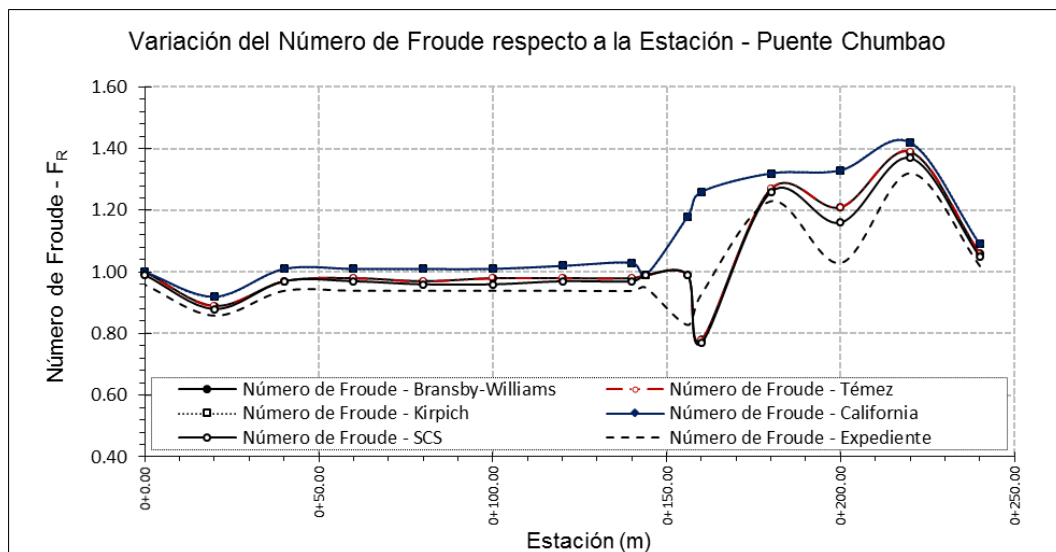


Figura N° 92. Variación del Número de Froude respecto a la ubicación longitudinal para $T_R=500$ años, puente Chumbao, río Chumbao, MDT D.

De acuerdo a los resultados obtenidos del modelamiento aplicado a los modelos digitales de terreno C y D, se tiene el siguiente análisis comparativo de los promedios de la velocidad y el Número de Froude para las dos secciones que conforman el puente Chumbao, para ambos MDT del mismo proyecto.

Variación porcentual de la velocidad promedio generado del MDT D respecto al MDT C, para los diferentes métodos considerados:

- Bransby-Williams : $\Delta V_{(D \rightarrow C)} = 1.44 \%$ (incremento)
- Témez : $\Delta V_{(D \rightarrow C)} = 1.44 \%$ (incremento)
- Kírpich : $\Delta V_{(D \rightarrow C)} = 9.87 \%$ (incremento)
- California : $\Delta V_{(D \rightarrow C)} = 9.58 \%$ (incremento)
- SCS : $\Delta V_{(D \rightarrow C)} = -1.21 \%$ (disminución)
- Expediente : $\Delta V_{(D \rightarrow C)} = -8.97 \%$ (disminución)

Variación porcentual del Número de Froude promedio generado del MDT D respecto al MDT C, para los diferentes métodos considerados:

- Bransby-Williams : $\Delta F_R_{(D \rightarrow C)} = 2.06 \%$ (incremento)
- Témez : $\Delta F_R_{(D \rightarrow C)} = 1.02 \%$ (incremento)
- Kírpich : $\Delta F_R_{(D \rightarrow C)} = 11.22 \%$ (incremento)
- California : $\Delta F_R_{(D \rightarrow C)} = 10.10 \%$ (incremento)
- SCS : $\Delta F_R_{(D \rightarrow C)} = 1.02 \%$ (incremento)
- Expediente : $\Delta F_R_{(D \rightarrow C)} = -10.10 \%$ (disminución)

5.4.5. Defensa ribereña de enrocados y gaviones, MDT E

En el tramo estudiado del río Chumbao, donde se emplazan las obras de enrocados y gaviones para la defensa de la margen izquierda, cuya función también es la protección de la carretera regional Ayacucho – Apurímac. El tramo mencionado no ha sufrido importantes alteraciones. Sin embargo, existe la presencia de plantas de trituración de agregado ubicadas aguas arriba y aguas debajo de la estructura, estas actividades tendrán un impacto directo en el fondo del cauce debido a la exagerada extracción de materiales del cauce, alterando el equilibrio de la pendiente, debido a ello urge estudios para controlar los futuros impactos de este proceso que arriesga la estabilidad del cauce.

La información topográfica fue extraída del proyecto: “Estudio Definitivo para la Rehabilitación y Mejoramiento de la Carretera Ayacucho – Abancay; tramo: Andahuaylas (km 210+000) – km 256+500”, donde también se muestra diferentes parámetros característicos del cauce, referenciados en el capítulo de diagnóstico de los sistemas existentes.

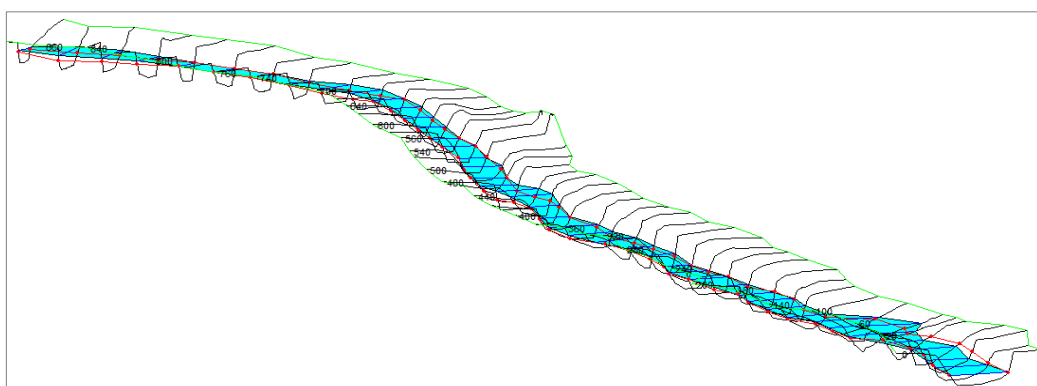


Figura N° 93. MDT E, cauce con defensas ribereñas sobre el río Chumbao, subcuenca Chumbao, gaviones y enrocados Chumbao.

El tramo analizado tiene una longitud de 880 metros, la pendiente del cauce es aproximadamente 1.50 %, no presenta sinuosidad. Sin embargo, tampoco corresponde a un tramo completamente recto, con mediana presencia de cobertura vegetal en las márgenes y con presencia de bolonería de aproximadamente 15 cm en promedio, los coeficientes de rugosidad de Manning fueron determinados mediante la Tabla de Cowan se tiene 0.055 para el cauce principal y 0.06 para las llanuras de inundación.

Resultados para el caudal equivalente a 500 años de periodo de retorno

Se realizó el modelamiento hidráulico usando los caudales de diseño mostrados en el subcapítulo modelamiento hidrológico, se muestran reportes gráficos de los parámetros hidráulicos más relevantes: tirante hidráulico, velocidad media y Número de Froude respecto a su ubicación longitudinal del eje del río Chumbao.

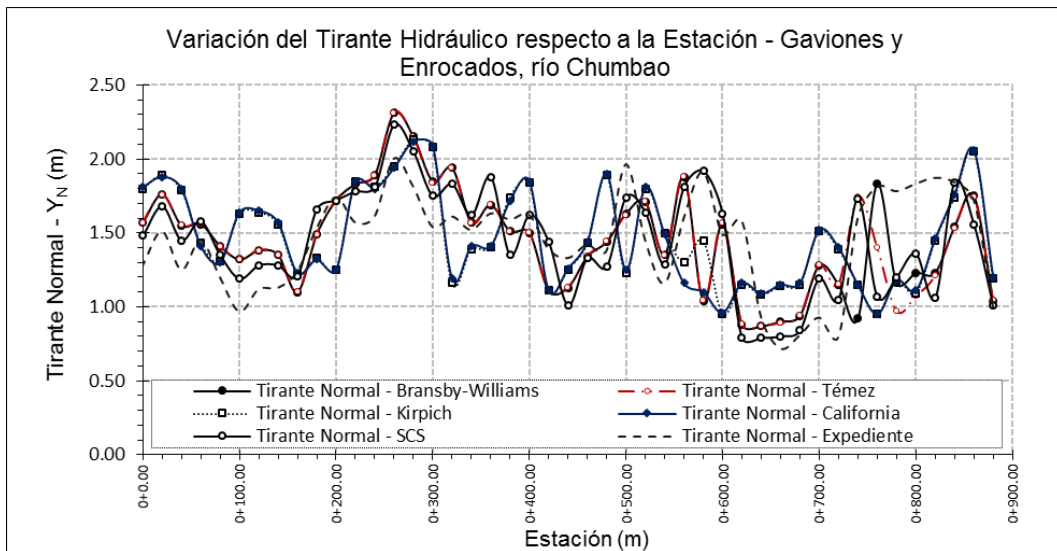


Figura N° 94. Variación del tirante hidráulico respecto a la ubicación longitudinal para $T_R=500$ años, río Chumbao, MDT E.

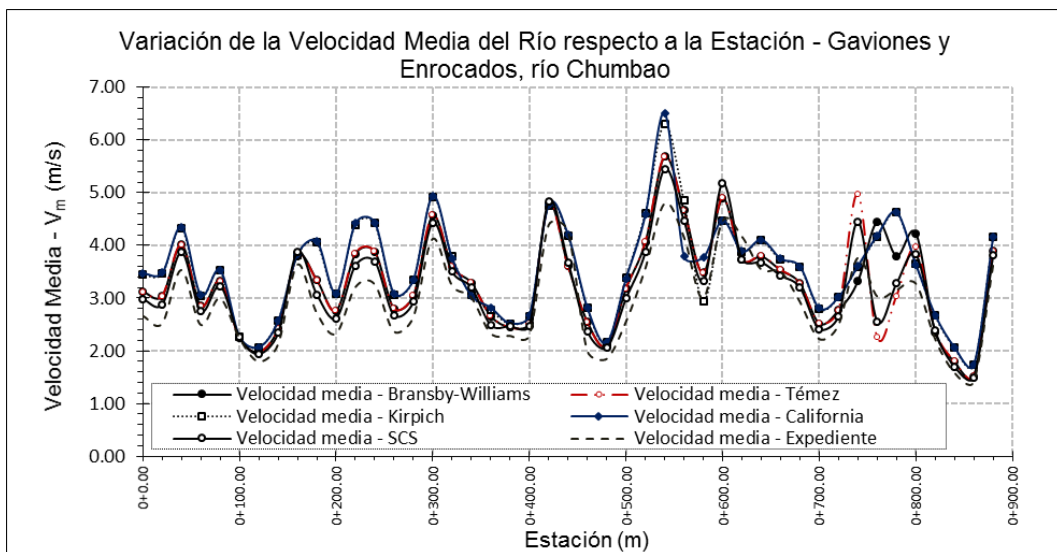


Figura N° 95. Variación de la velocidad media respecto a la ubicación longitudinal para $T_R=500$ años, río Chumbao, MDT E.

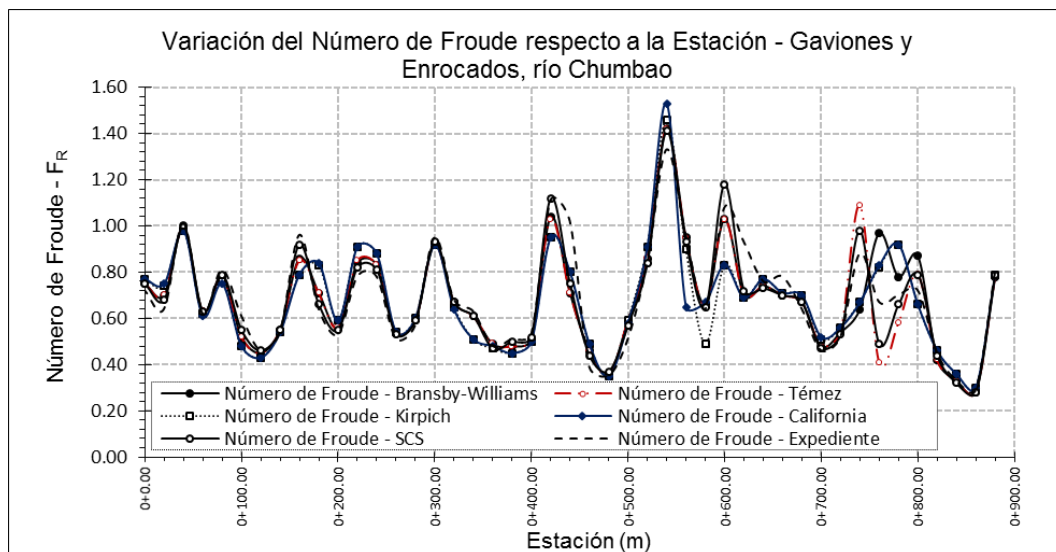


Figura N° 96. Variación del Número de Froude respecto a la ubicación longitudinal para $T_R=500$ años, río Chumbao, MDT E.

5.4.6. Defensa ribereña de enrocados y gaviones, MDT F

El modelo del cauce del río Chumbao para determinar los parámetros hidráulicos de diseño para protección de la margen izquierda a través de gaviones y enrocados, fue determinado únicamente con la información digital del cauce natural, nuevamente no se consideró los efectos de la presencia de las defensas ribereñas y las demás consecuencias que deben incluirse en el estudio, por ejemplo el incremento de la sección transversal y la sustitución de del coeficiente de rugosidad debido al emplazamiento de las estructuras de protección en la margen izquierda, factores que modifican el comportamiento de la velocidad.

Se plantea la creación de un nuevo modelo donde se cumplen las omisiones del modelo inicial, en la margen izquierda se ha realizado las respectivas modificaciones con la inclusión de la sección típica de los gaviones y enrocados mostrada en el capítulo de diagnóstico de los sistemas existentes.

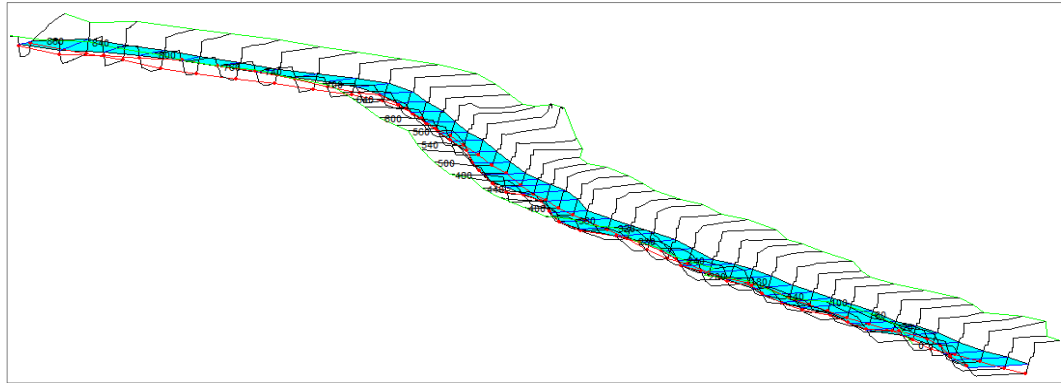


Figura N° 97. MDT F, cauce con defensas ribereñas sobre el río Chumbao, subcuena Chumbao, gaviones y enrocados Chumbao.

Resultados para el caudal equivalente a 500 años de periodo de retorno

A continuación, se muestran los resultados del modelo digital de terreno (MDT):

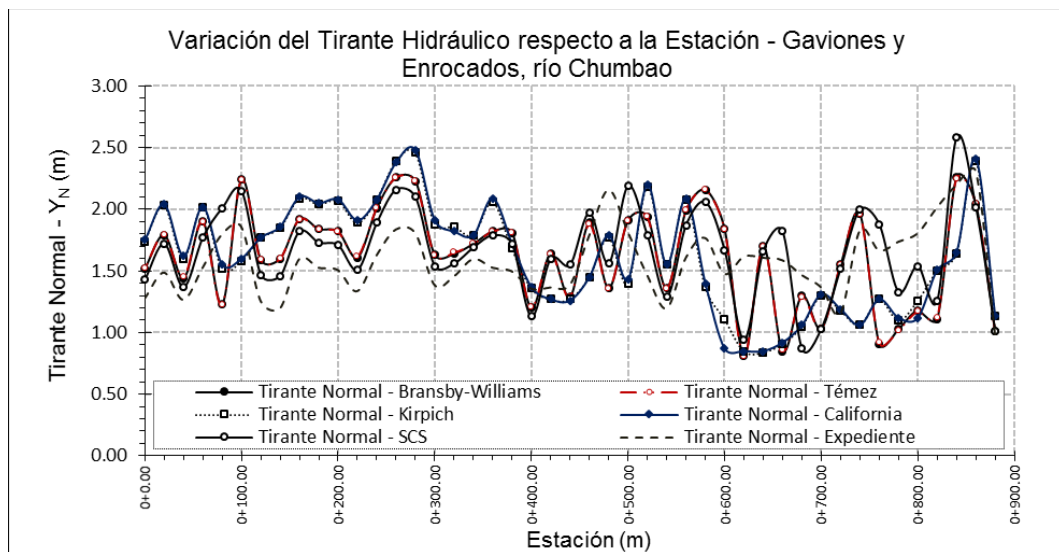


Figura N° 98. Variación del tirante hidráulico respecto a la ubicación longitudinal para $T_R=500$ años, río Chumbao, MDT F.

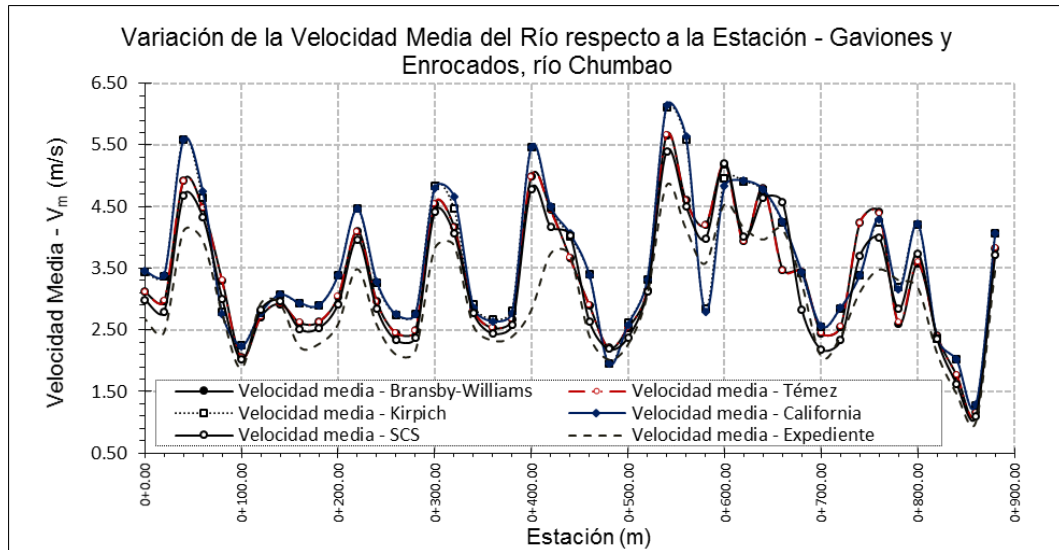


Figura N° 99. Variación de la velocidad media respecto a la ubicación longitudinal para $T_R=500$ años, río Chumbao, MDT F.

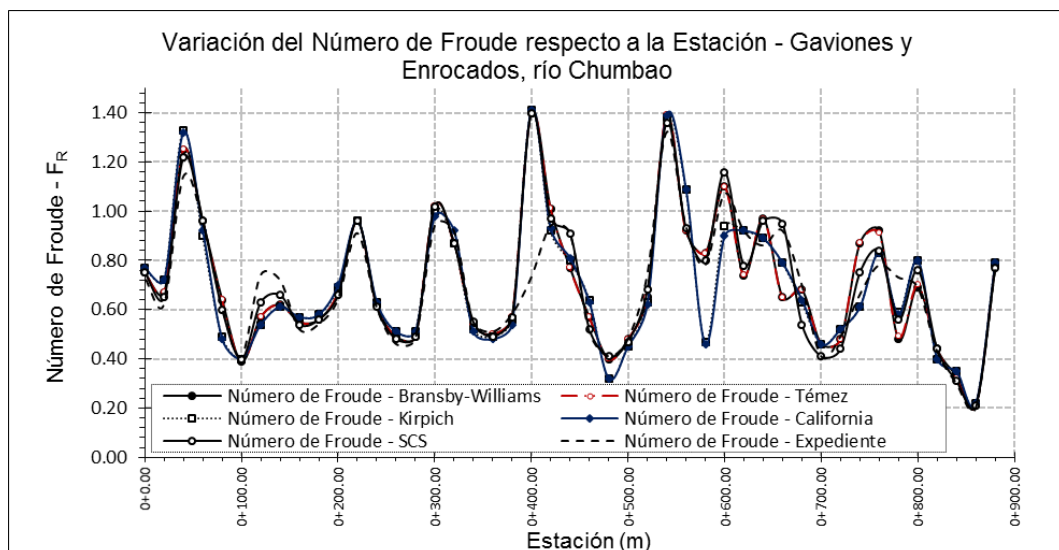


Figura N° 100. Variación del Número de Froude respecto a la ubicación longitudinal para $T_R=500$ años, río Chumbao, MDT F.

De acuerdo a los resultados obtenidos del modelamiento aplicado a los modelos digitales de terreno E y F, se tiene el siguiente análisis comparativo de los promedios de la velocidad y el Número de Froude para todas las secciones que conforman el eje en ambos cauces, original y alterado.

- Bransby-Williams : $\Delta V_{(F \rightarrow E)} = 1.51 \%$ (incremento)
- Témez : $\Delta V_{(F \rightarrow E)} = 2.43 \%$ (incremento)
- Kirpich : $\Delta V_{(F \rightarrow E)} = 0.85 \%$ (incremento)

- California : $\Delta V_{(F \rightarrow E)} = 0.85 \%$ (incremento)
- SCS : $\Delta V_{(F \rightarrow E)} = 2.50 \%$ (incremento)
- Expediente : $\Delta V_{(F \rightarrow E)} = 0.34 \%$ (incremento)

Variación porcentual del Número de Froude promedio generado del MDT F respecto al MDT E, para los diferentes métodos considerados:

- Bransby-Williams : $\Delta F_R_{(F \rightarrow E)} = 2.90 \%$ (incremento)
- Témez : $\Delta F_R_{(F \rightarrow E)} = 4.41 \%$ (incremento)
- Kirpich : $\Delta F_R_{(F \rightarrow E)} = 2.94 \%$ (incremento)
- California : $\Delta F_R_{(F \rightarrow E)} = 2.94 \%$ (incremento)
- SCS : $\Delta F_R_{(F \rightarrow E)} = 4.41 \%$ (incremento)
- Expediente : $\Delta F_R_{(F \rightarrow E)} = 0.00 \%$ (conservación)

5.4.7. Puente Comunchaca y muros gaviones, MDT G

El tramo del río Chincheros donde se ubica el puente Comunchaca corresponde a un espacio rural, se encuentra en ubicado entre los distritos de Uripa y Chincheros, en la provincia de Chincheros, Apurímac.

La información topográfica fue extraída del proyecto: “Estudio Definitivo para el Mejoramiento y Rehabilitación de la Carretera: Ayacucho-Abancay, Tramo: km 154+000 – km 210+000”, donde también se muestra diferentes parámetros característicos del cauce, referenciados en el capítulo de diagnóstico de los sistemas existentes.

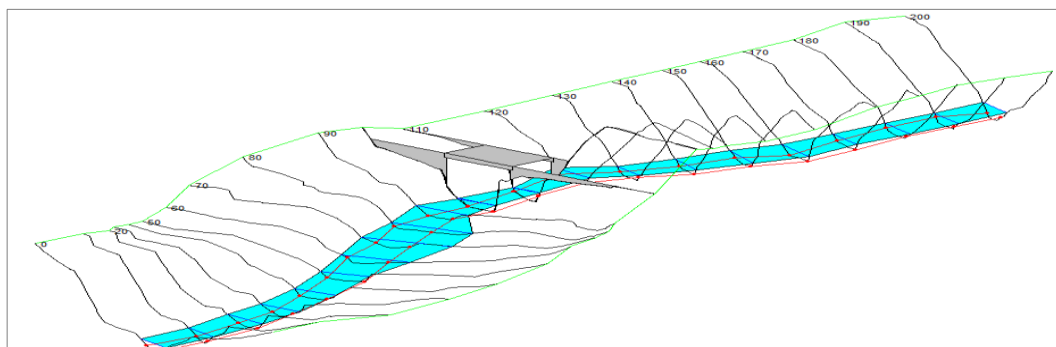


Figura N° 101. MDT del cauce natural del río Chincheros, subcuenca Chincheros, puente Comunchaca.

El tramo analizado tiene una longitud de 200 metros. El puente Pochccota se ubica en la progresiva 0+105.00 medida desde aguas abajo, consideración característica del programa HEC-RAS, la pendiente del cauce es aproximadamente 5.79 %, no presenta sinuosidad. Sin embargo, el puente Comunchaca está situado en una zona de contracción con ligeras curvaturas aguas arriba y aguas abajo, con presencia de cobertura vegetal en las márgenes y con existencia de bolonería de aproximadamente 18 cm en promedio, los coeficientes de rugosidad de Manning fueron determinados mediante la Tabla de Cowan, se tiene 0.068 para el cauce principal y 0.075 para las llanuras de inundación.

Resultados para el caudal equivalente a 500 años de periodo de retorno

Se realizó el modelamiento hidráulico del tramo mencionado usando los caudales de diseño calculados y mostrados en el subcapítulo modelamiento hidrológico, se muestran reportes gráficos de los parámetros hidráulicos más relevantes: tirante hidráulico, velocidad media y Número de Froude respecto a su ubicación longitudinal del eje del río Chumbao. Los resultados para el caudal correspondiente a un periodo de retorno de 500 años se muestran a continuación.

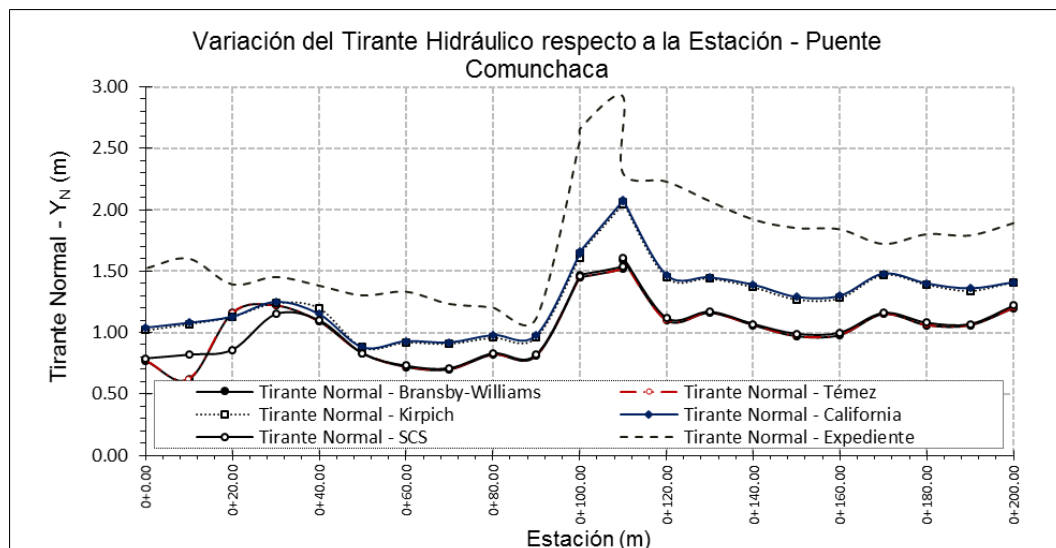


Figura N° 102. Variación del tirante hidráulico respecto a la ubicación longitudinal para $T_R=500$ años, puente Comunchaca, río Chincheros, MDT G.

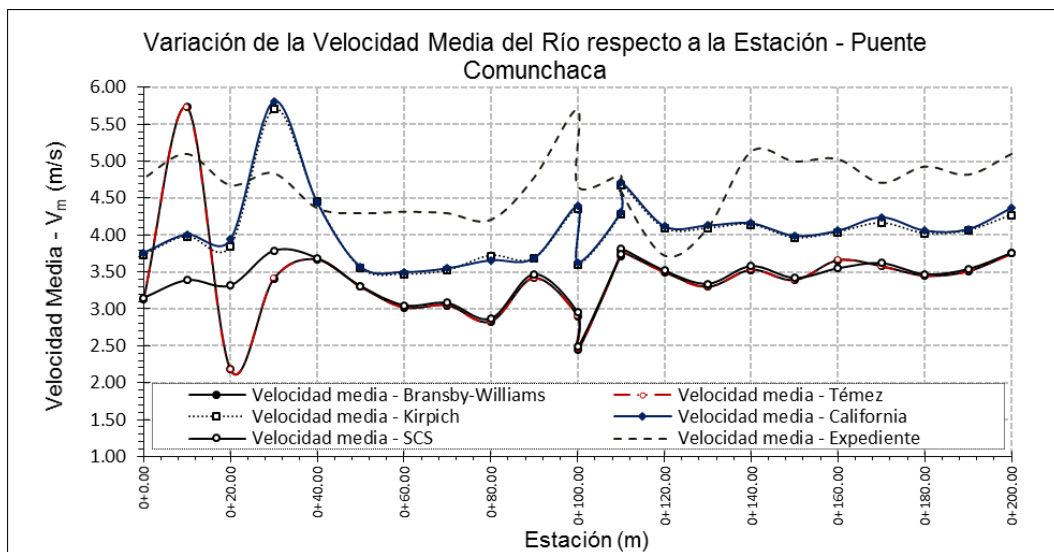


Figura N° 103. Variación de la velocidad media respecto a la ubicación longitudinal para $T_R=500$ años, puente Comunchaca, río Chincheros, MDT G.

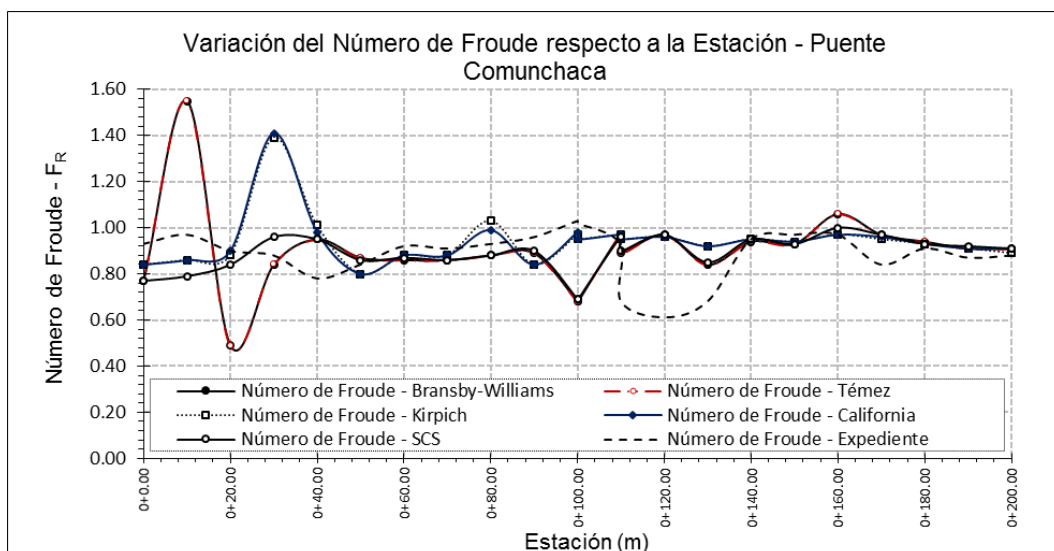


Figura N° 104. Variación del Número de Froude respecto a la ubicación longitudinal para $T_R = 500$ años, puente Comunchaca, río Chincheros, MDT G.

5.4.8. Puente Comunchaca y muros gaviones, MDT H

El problema de no comprobar los efectos de la alteración de la geometría del cauce es muy común, al necesitar conocer el comportamiento del flujo y otras características hidráulicas, solo se ejecuta el modelamiento del cauce sin considerar las obras de defensa, y sobre los resultados se plasman criterios

diseño, con el modelamiento hidráulico inicial se estimó el NAME y la profundidad de socavación; se realizó el modelo digital de cauce con las consideraciones finales de diseño, los detalles geométricos del esquema se muestran en las figuras N° 105 y N° 106.

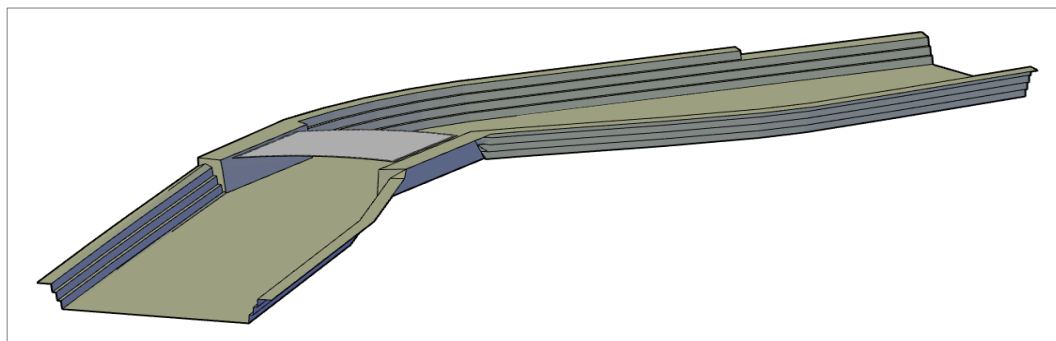


Figura N° 105. Modelo digital generado de los muros gaviones de encauzamiento del río Chincheros, subcuenca Chincheros, puente Comunchaca.

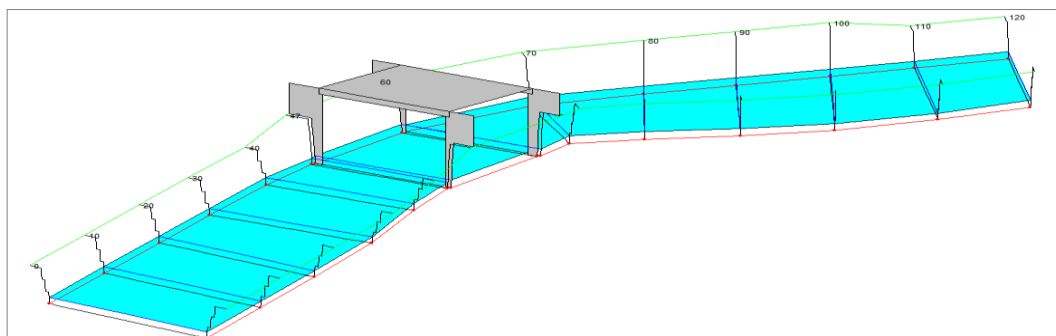


Figura N° 106. MDT del cauce alterado debido al encauzamiento proyectado del río Chincheros, subcuenca Chincheros, puente Comunchaca.

Debido al cambio en la geometría del cauce, se obtienen nuevos resultados, es necesario indicar que se incrementa el ancho del cauce principal cuyo coeficiente de Manning es de 0.068, y al estar confinado lateralmente por muros de gaviones, el coeficiente de Manning cambia de 0.075 a un valor comprendido entre 0.02 y 0.04, esto favorece el incremento de la velocidad. Se realizó el modelamiento hidráulico en un tramo de 120 metros que contienen las obras de defensas ribereñas y la ubicación del puente en la progresiva 0+060.00.

Resultados para el caudal equivalente a 500 años de periodo de retorno

Se muestra reportes gráficos de los parámetros hidráulicos más relevantes calculados: tirante hidráulico, velocidad media y Número de Froude.

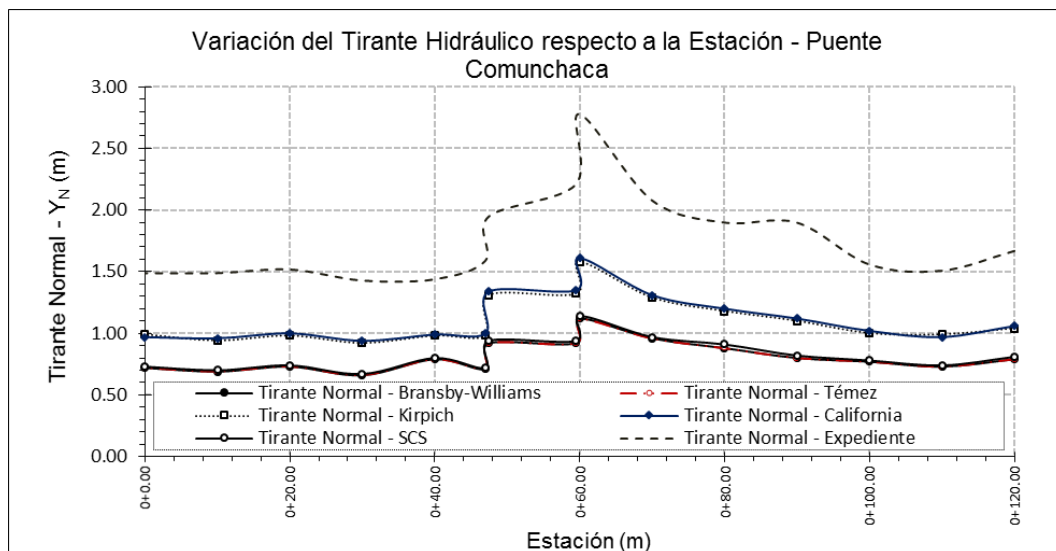


Figura N° 107. Variación del tirante hidráulico respecto a la ubicación longitudinal para $T_R = 500$ años, puente Comunchaca, río Chincheros, MDT H.

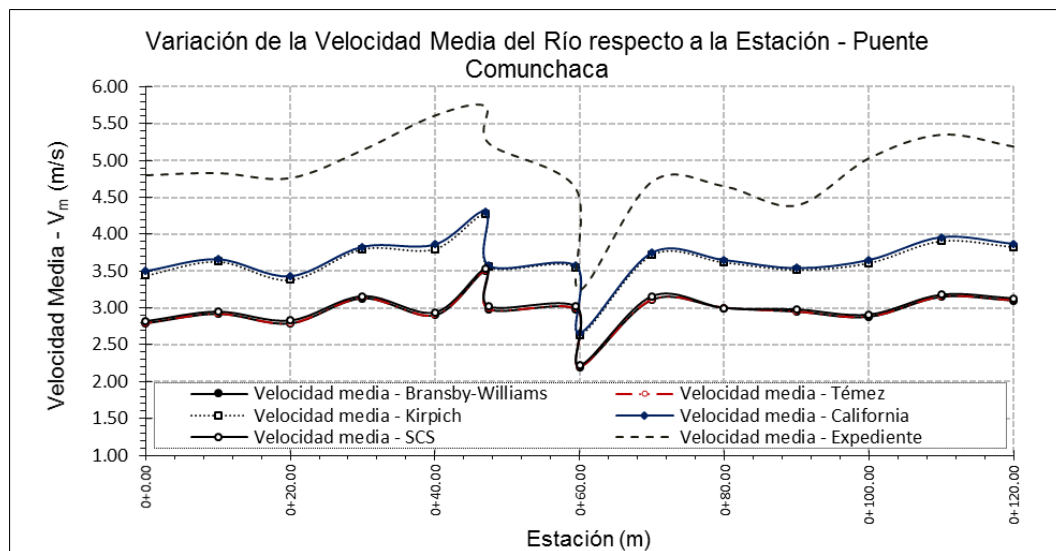


Figura N° 108. Variación de la velocidad media respecto a la ubicación longitudinal para $T_R = 500$ años, puente Comunchaca, río Chincheros, MDT H.

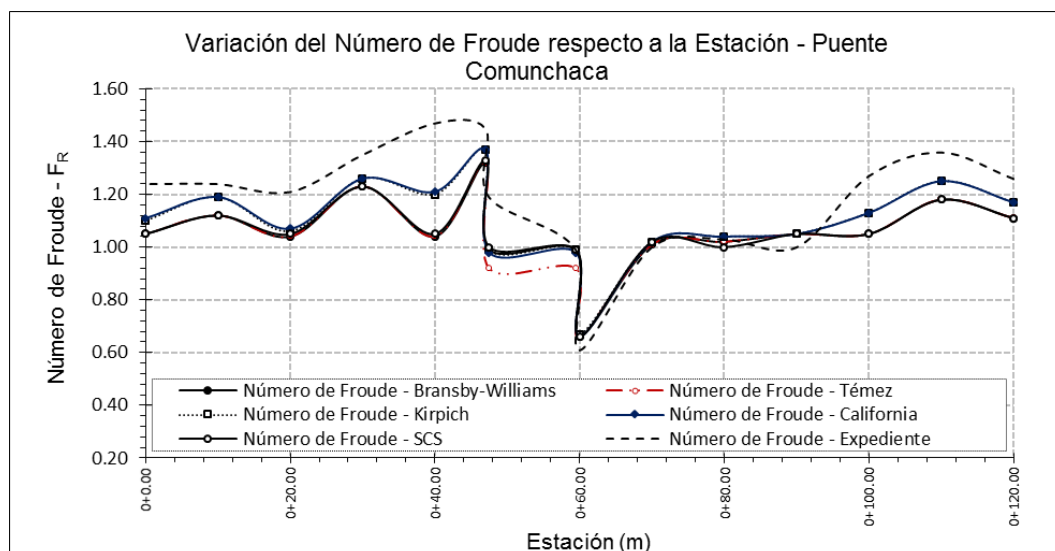


Figura N° 109. Variación del Número de Froude respecto a la ubicación longitudinal para $T_R=500$ años, puente Comunchaca, río Chincheros, MDT H.

De acuerdo a los resultados obtenidos del modelamiento aplicado a los MDT G y H, se tiene el siguiente análisis comparativo de los promedios de la velocidad y el Número de Froude para las dos secciones que conforman el puente Comunchaca.

- Bransby-Williams : $\Delta V_{(H \rightarrow G)} = -3.56 \%$ (disminución)
- Témex : $\Delta V_{(H \rightarrow G)} = -3.56 \%$ (disminución)
- Kirpich : $\Delta V_{(H \rightarrow G)} = -9.64 \%$ (disminución)
- California : $\Delta V_{(H \rightarrow G)} = -10.08 \%$ (disminución)
- SCS : $\Delta V_{(H \rightarrow G)} = -3.21 \%$ (disminución)
- Expediente : $\Delta V_{(H \rightarrow G)} = 15.82 \%$ (incremento)

Variación porcentual del Número de Froude promedio generado del MDT H respecto al MDT G, para los diferentes métodos considerados:

- Bransby-Williams : $\Delta F_R_{(H \rightarrow G)} = 19.28 \%$ (incremento)
- Témex : $\Delta F_R_{(H \rightarrow G)} = 19.28 \%$ (incremento)
- Kirpich : $\Delta F_R_{(H \rightarrow G)} = 3.13 \%$ (incremento)
- California : $\Delta F_R_{(H \rightarrow G)} = 2.08 \%$ (incremento)
- SCS : $\Delta F_R_{(H \rightarrow G)} = 20.48 \%$ (incremento)
- Expediente : $\Delta F_R_{(H \rightarrow G)} = 11.22 \%$ (incremento)

5.4.9. Puente Pampas y enrocado de protección, MDT I

El tramo del río Pampas analizado no ha tenido considerables modificaciones aguas arriba ni aguas abajo. Las riberas donde se emplazan los enrocados, corresponden a trabajos de mantenimiento y reconstrucción de las antiguas defensas ribereñas, por lo que no se requiere un nuevo MDT con características geométricas modificadas, el puente Pampas está ubicado en una zona de contracción natural, con presencia de suelos resistentes para su fundación.

La información topográfica fue extraída del proyecto: “Estudio Definitivo para la Rehabilitación y Mejoramiento de la Carretera Ayacucho - Abancay, Tramo: km 98+800 - km 154+000”, donde también se muestra diferentes parámetros característicos del cauce, referenciados en el capítulo de diagnóstico de los sistemas existentes.

El tramo analizado tiene una longitud aproximada de 720 metros. El puente Pampas se ubica en la progresiva 0+360.00, medida desde aguas abajo, consideración característica del programa HEC-RAS, la pendiente del cauce es aproximadamente 1.11 %, no presenta sinuosidad. Sin embargo, aguas abajo existe la presencia de una importante curva, con mediana presencia de cobertura vegetal en las márgenes y con presencia de bolonería de aproximadamente 15 cm en promedio, los coeficientes de rugosidad de Manning fueron determinados mediante la Tabla de Cowan, se tiene 0.048 para el cauce principal y 0.056 para las llanuras de inundación.

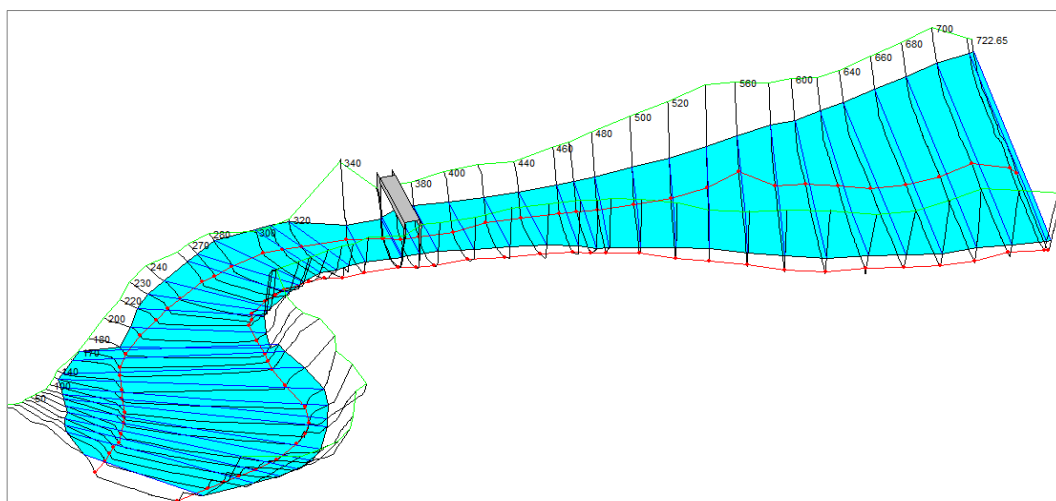


Figura N° 110. MDT del cauce natural del río Pampas, subcuenca Pampas, puente Pampas.

Resultados para el caudal equivalente a 500 años de periodo de retorno

A continuación, se muestra los resultados de los parámetros hidráulicos más notables: tirante hidráulico, velocidad media y Número de Froude.

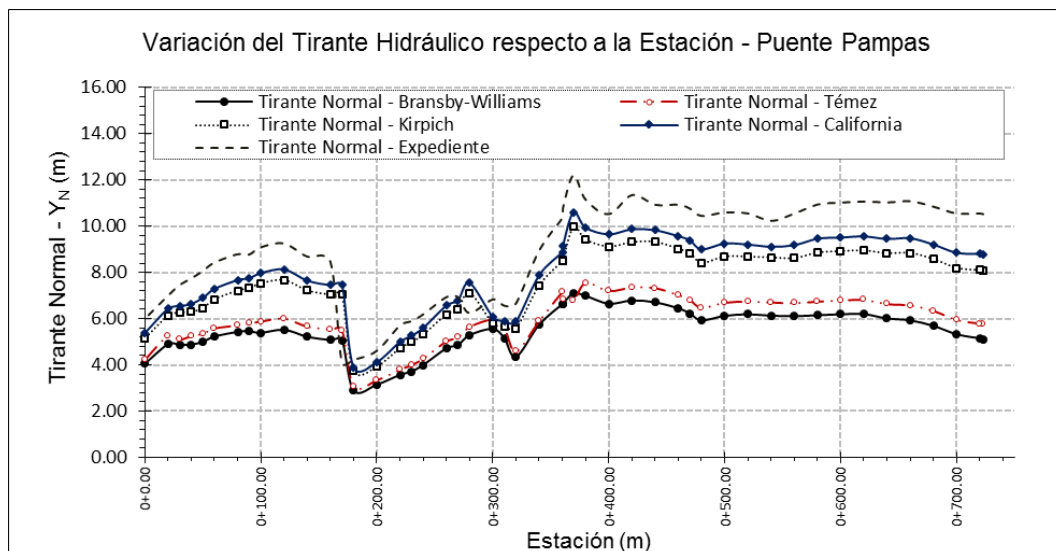


Figura N° 111. Variación del tirante hidráulico respecto a la ubicación longitudinal para $T_R = 500$ años, puente Pampas, río Pampas, MDT I.

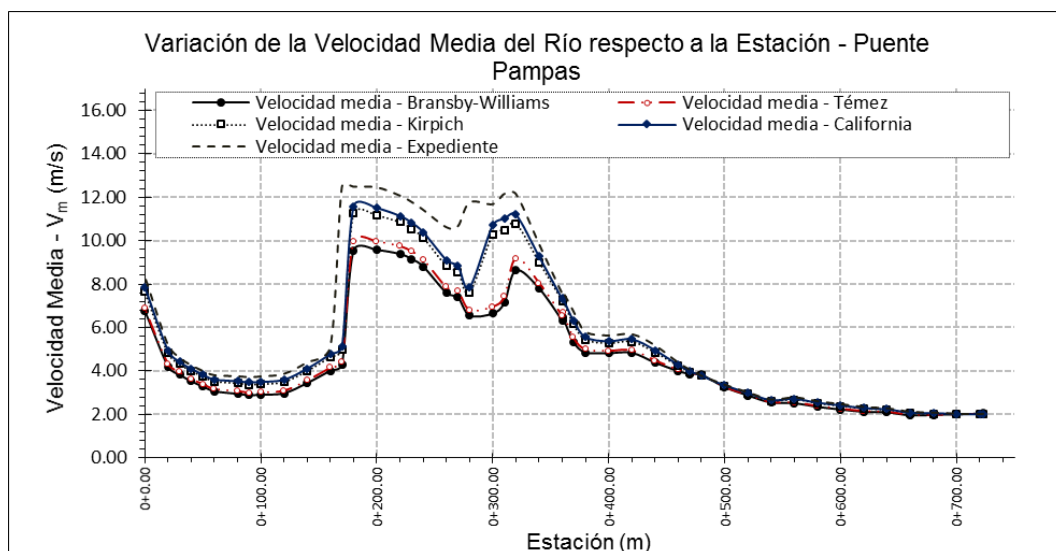


Figura N°112. Variación de la velocidad media respecto a la ubicación longitudinal para $T_R = 500$ años, puente Pampas, río Pampas, MDT I.

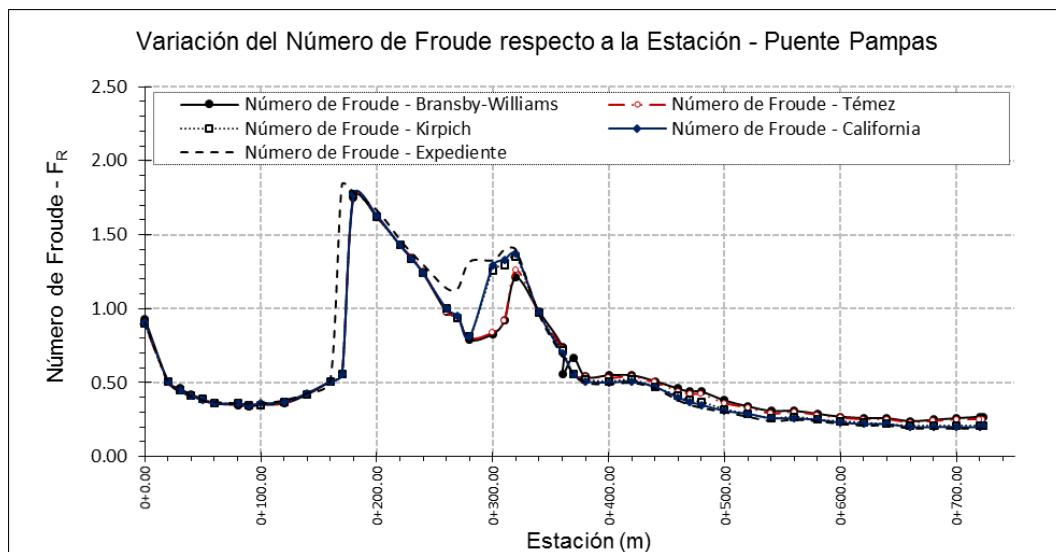


Figura N° 113. Variación del Número de Froude respecto a la ubicación longitudinal para $T_R = 500$ años, puente Pampas, río Pampas, MDT I.

5.4.10. Puente Callebamba y muros gaviones, MDT J

El intervalo del río Chincheros estudiado, no ha tenido considerables modificaciones debido a actividades humanas. Sin embargo, constantemente se producen modificaciones en el lecho del cauce y las riberas debido a procesos erosivos ya que posee una pendiente de aproximadamente 4.79 %.

La información topográfica fue extraída del proyecto: "Construcción de Defensa Ribereña de la Margen Derecha del Rio Pampas y Tributarios entre las Localidades de San Cristóbal y Ahuayro, Distritos de Huaccana y Chincheros, Provincia de Chincheros, Región de Apurímac", donde también se muestra diferentes parámetros característicos del cauce, referenciados en el capítulo de diagnóstico de los sistemas existentes.

El tramo analizado tiene una longitud aproximada de 270 metros. El puente Callebamba se ubica en la progresiva 0+095.00, medida desde aguas abajo, consideración característica del programa HEC-RAS, la pendiente del cauce es aproximadamente 4.79%, debido a su pronunciada pendiente no presenta sinuosidad, existe mediana presencia de cobertura vegetal en las márgenes y con presencia de bolonería de aproximadamente 18 cm en promedio, los coeficientes

de rugosidad de Manning fueron determinados mediante la Tabla de Cowan, y se tiene 0.058 para el cauce principal y 0.098 para las llanuras de inundación.

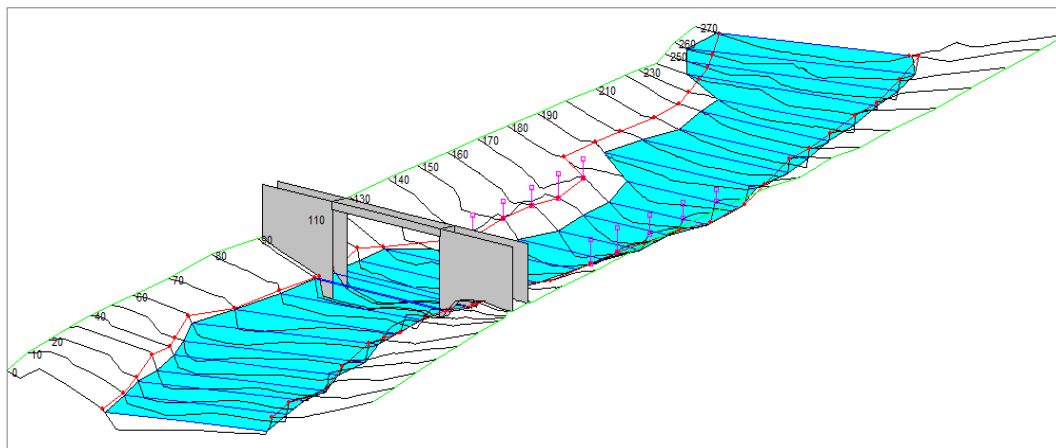


Figura N° 114. MDT del cauce natural del río Chincheros, subcuenca Chincheros, puente Callebamba.

Resultados para el caudal equivalente a 500 años de periodo de retorno

A continuación, se muestra los resultados de los parámetros hidráulicos más notables: tirante hidráulico, velocidad media y Número de Froude.

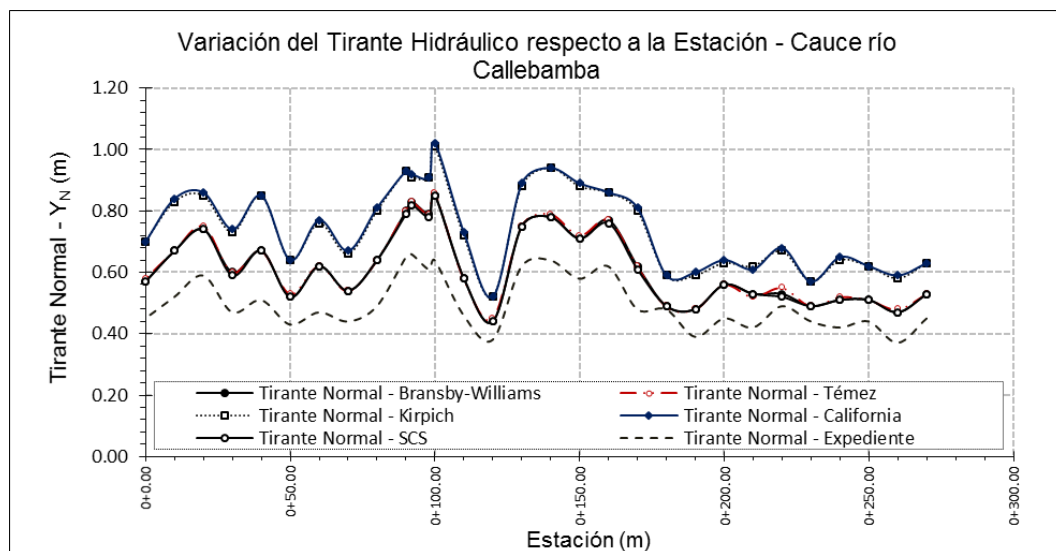


Figura N° 115. Variación del tirante hidráulico respecto a la ubicación longitudinal para $T_R=500$ años, puente Callebamba, río Chincheros, MDT J.

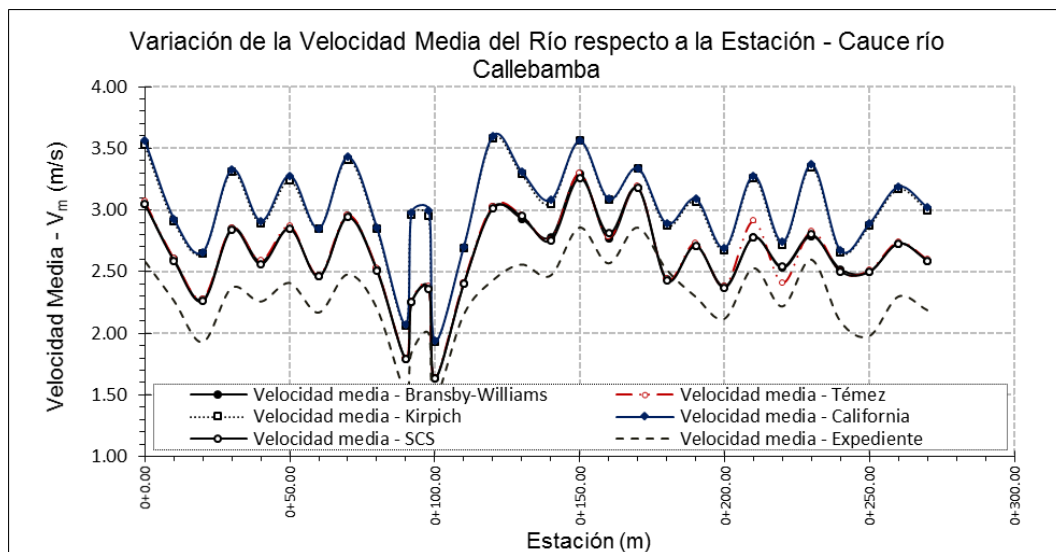


Figura N° 116. Variación de la velocidad media respecto a la ubicación longitudinal para $T_R=500$ años, puente Callebamba, río Chincheros, MDT J

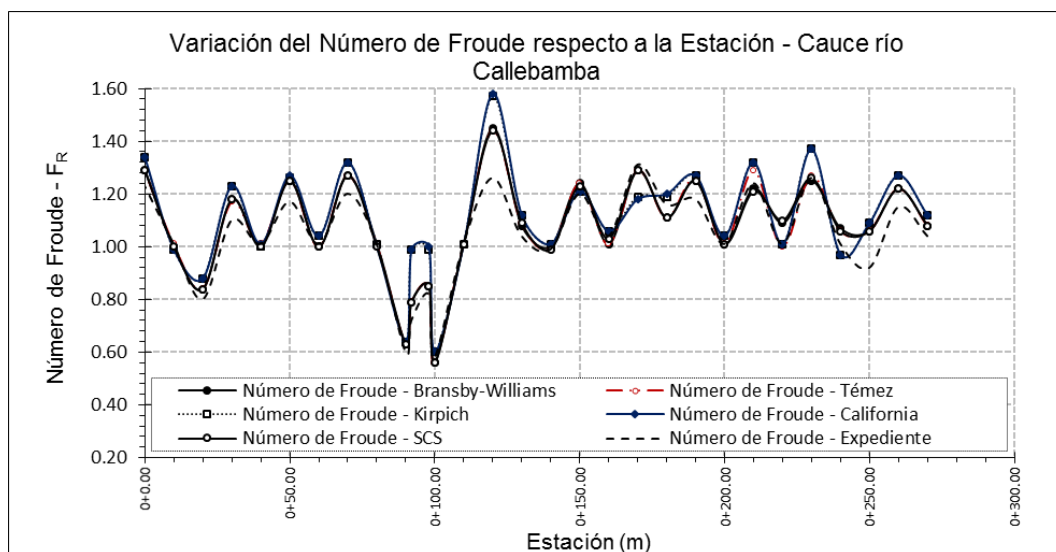


Figura N° 117. Variación del Número de Froude respecto a la ubicación longitudinal para $T_R=500$ años, Puente Callebamba, río Chincheros, MDT J.

5.4.11. Puente Callebamba y muros gaviones, MDT K

En el capítulo de diagnóstico de sistemas existentes se mencionó el problema con los criterios de cálculos hidráulicos para el nivel de aguas máximas extraordinarias

y profundidad de socavación, el modelo digital de terreno J corresponde a la superficie del terreno natural, información con la que se procedió a elaborar el expediente: "Construcción de Defensa Ribereña de la Margen Derecha del Río Pampas y Tributarios entre las Localidades de San Cristóbal y Ahuayro, Distritos de Huaccana y Chincheros, Provincia de Chincheros, Región de Apurímac", durante finales del año 2015. Sin embargo, en dicho documento se verifica la excesiva reducción de la sección donde va emplazado el puente Callebamba, el esquema de diseño inicial, que se muestra en el mencionado estudio, se puede ver en la figura N° 41.

En resumen, se realizó el modelamiento del cauce natural, con los resultados obtenidos se estimó el NAME y la profundidad de socavación. Sin embargo, finalmente se modifica grotescamente la geometría del cauce, por lo que se plantea el modelamiento del cauce con las consideraciones finales, por lo que se realizó el modelo digital del cauce con las circunspecciones del diseño, los detalles geométricos del esquema se muestran en las figuras N° 118 y N° 119.

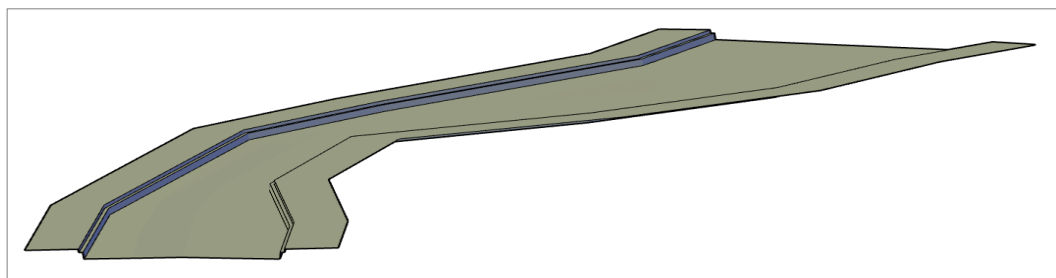


Figura N° 118. Modelo digital generado de los muros gaviones del río Chincheros – Proyecto inicial, subcuenca Chincheros, puente Callebamba.

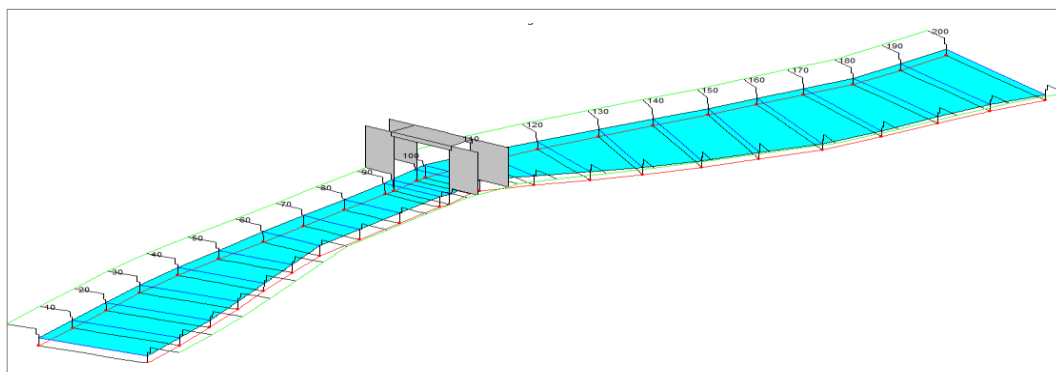


Figura N° 119. MDT del cauce alterado debido al encauzamiento proyectado del río Chincheros, subcuenca Chincheros, puente Callebamba.

Resultados para el caudal equivalente a 500 años de periodo de retorno.

A continuación, se muestra los resultados gráficos para los parámetros hidráulicos más relevantes calculados en el modelamiento hidráulico.

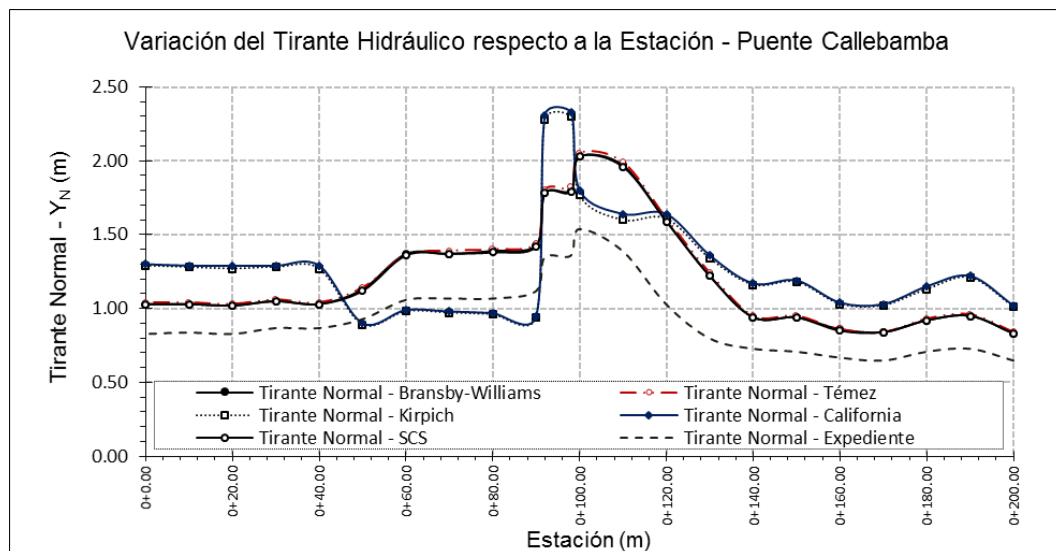


Figura N° 120. Variación del tirante hidráulico respecto a la ubicación longitudinal para $T_R=500$ años, puente Callebamba, río Chincheros, MDT K.

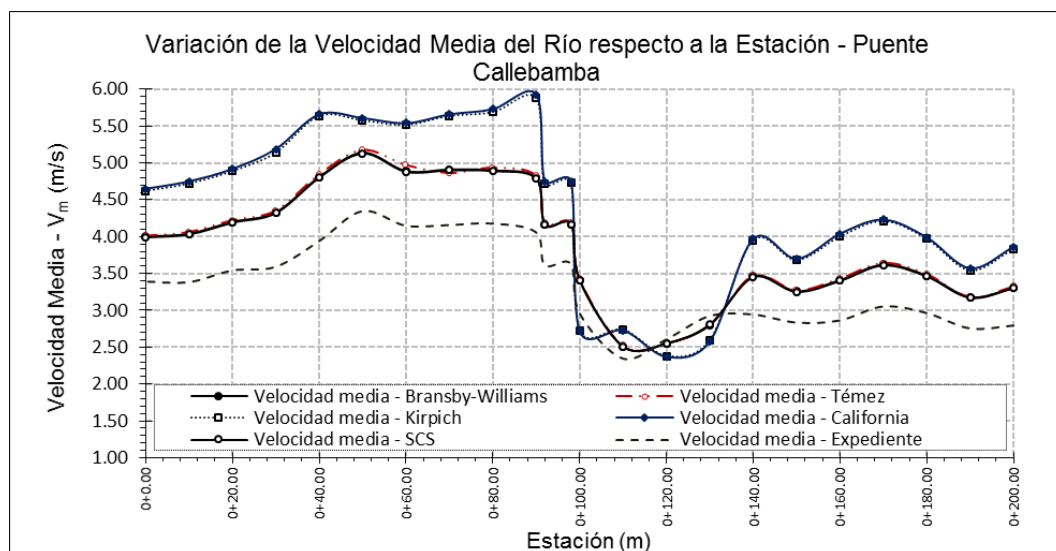


Figura N° 121. Variación de la velocidad media respecto a la ubicación longitudinal para $T_R=500$ años, puente Callebamba, río Chincheros, MDT K.

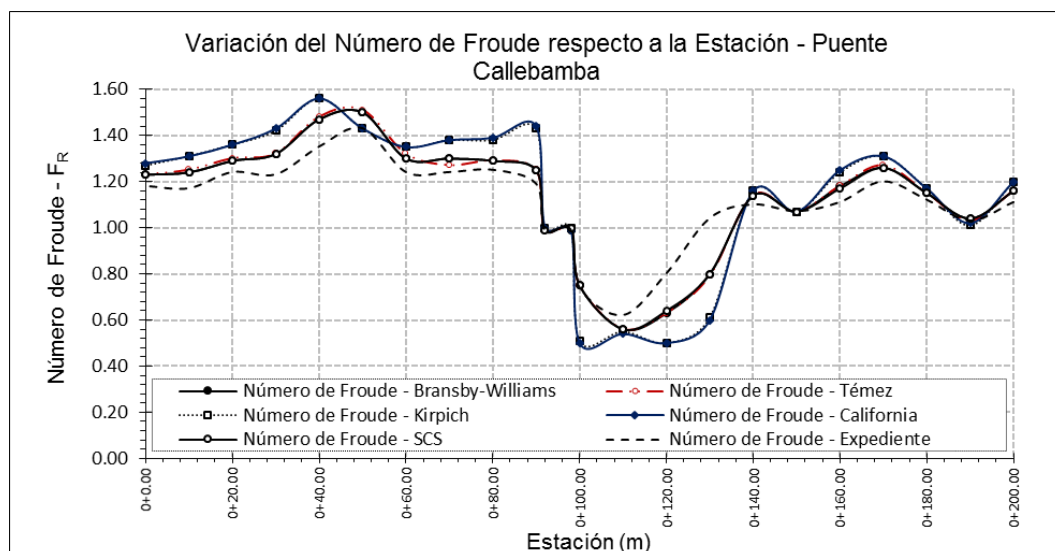


Figura N° 122. Variación del Número de Froude respecto a la ubicación longitudinal para $T_R=500$ años, puente Callebamba, río Chincheros, MDT K.

De acuerdo a los resultados obtenidos del modelamiento aplicado a los modelos digitales de terreno J y K, se tiene el siguiente análisis comparativo de los promedios de la velocidad y el Número de Froude para las dos secciones que conforman el puente Callebamba.

Variación porcentual de la velocidad promedio generada del MDT K respecto al MDT J, para los diferentes métodos considerados:

- Bransby-Williams : $\Delta V_{(K \rightarrow J)} = 80.52 \%$ (incremento)
- Témez : $\Delta V_{(K \rightarrow J)} = 80.17 \%$ (incremento)
- Kirpich : $\Delta V_{(K \rightarrow J)} = 59.46 \%$ (incremento)
- California : $\Delta V_{(K \rightarrow J)} = 58.86 \%$ (incremento)
- SCS : $\Delta V_{(K \rightarrow J)} = 80.52 \%$ (incremento)
- Expediente : $\Delta V_{(K \rightarrow J)} = 88.54 \%$ (incremento)

Variación porcentual del Número de Froude promedio generado del MDT K respecto al MDT J, para los diferentes métodos considerados:

- Bransby-Williams : $\Delta F_R_{(K \rightarrow J)} = 21.95 \%$ (incremento)
- Témez : $\Delta F_R_{(K \rightarrow J)} = 20.73 \%$ (incremento)
- Kirpich : $\Delta F_R_{(K \rightarrow J)} = 21.95 \%$ (incremento)
- California : $\Delta F_R_{(K \rightarrow J)} = 0.00 \%$ (conservación)
- SCS : $\Delta F_R_{(K \rightarrow J)} = 21.95 \%$ (incremento)
- Expediente : $\Delta F_R_{(K \rightarrow J)} = 28.57 \%$ (incremento)

5.4.12. Puente Callebamba y muros gaviones, MDT L

Se había mencionado en el capítulo de diagnóstico de sistemas existentes, el problema con los criterios que se usaron para estimar el nivel de aguas máximas extraordinarias y profundidad de socavación, a finales del año 2015 se formuló el expediente “Creación de puente carrozable en el camino vecinal de Callebamba - Santa Fe del distrito de Chincheros, provincia de Chincheros - Apurímac”. Sin embargo, este no presenta un estudio hidráulico, a pesar de tal carencia se procedió con la ejecución del nuevo puente, sin un estudio de defensas ribereñas, ya que estas protecciones se realizarían con el presupuesto del expediente: “Construcción de Defensa Ribereña de la Margen Derecha del Rio Pampas y Tributarios entre las Localidades de San Cristóbal y Ahuayro, Distritos de Huaccana y Chincheros, Provincia de Chincheros, Región de Apurímac”, anteriormente descrito, no hubo interacción entre la formulación de ambos proyectos, y el resultado de los diseños inicial y final se puede observar en la figura N° 41.

En síntesis, durante la formulación del expediente para la construcción del nuevo puente Callebamba, no existió un estudio hidráulico, y las defensas ribereñas fueron acondicionadas de otro proyecto, modificando el emplazamiento de los ejes, por lo que se plantea el modelamiento del cauce con las consideraciones finales, por lo que se realizó el modelo digital del cauce con las discreciones del diseño final, los detalles geométricos del esquema se muestran en las figuras N° 123 y N° 124.

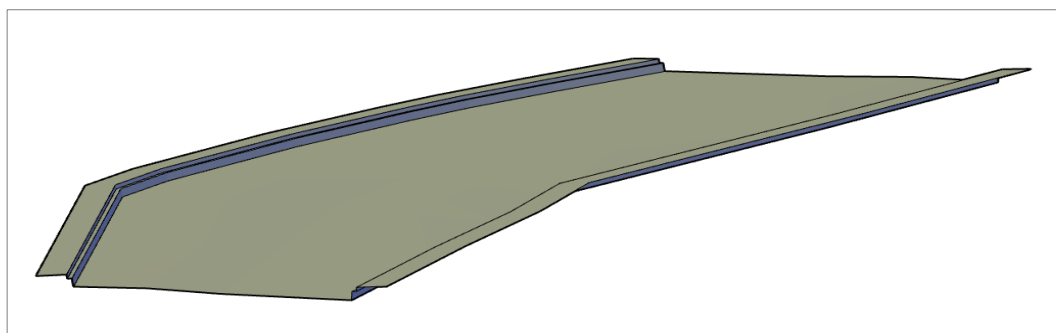


Figura N° 123. Modelo digital generado de los muros gaviones de encauzamiento del río Chincheros – Proyecto final, puente Callebamba.

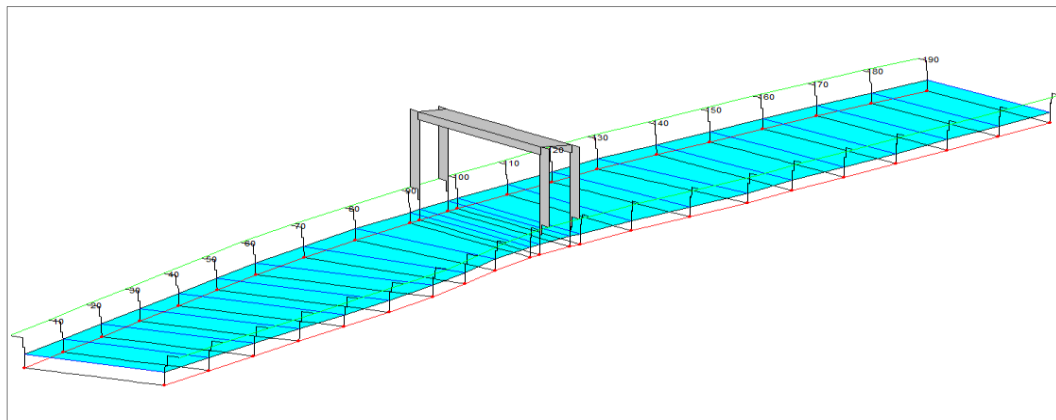


Figura N° 124. MDT del cauce alterado debido al encauzamiento proyectado del río Chincheros, subcuenca Chincheros, puente Callebamba.

Resultados para el caudal equivalente a 500 años de periodo de retorno

A continuación, se muestra los resultados de los parámetros hidráulicos más notables: tirante hidráulico, velocidad media y Número de Froude.

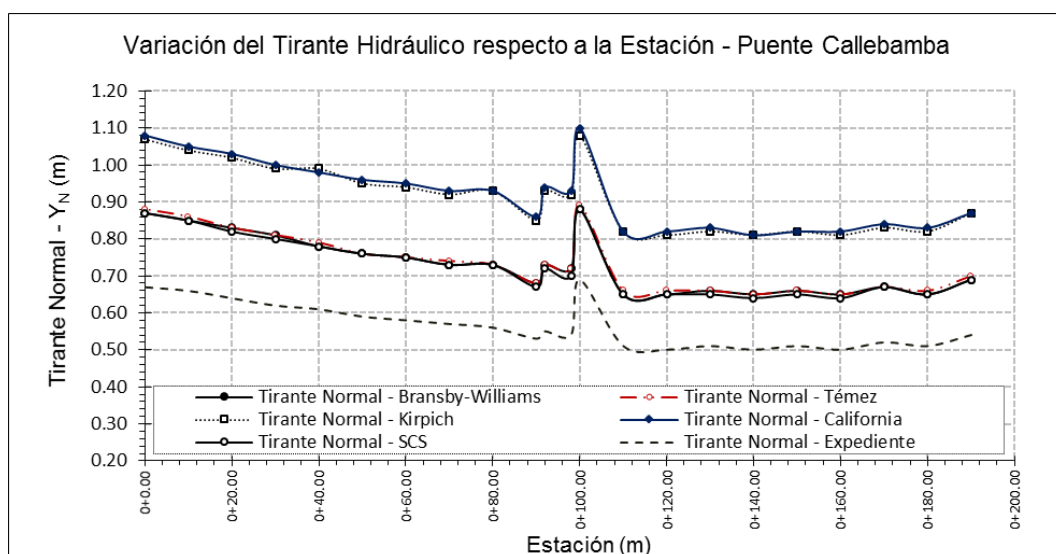


Figura N° 125. Variación del tirante hidráulico respecto a la ubicación longitudinal para $T_R=500$ años, puente Callebamba, MDT L.

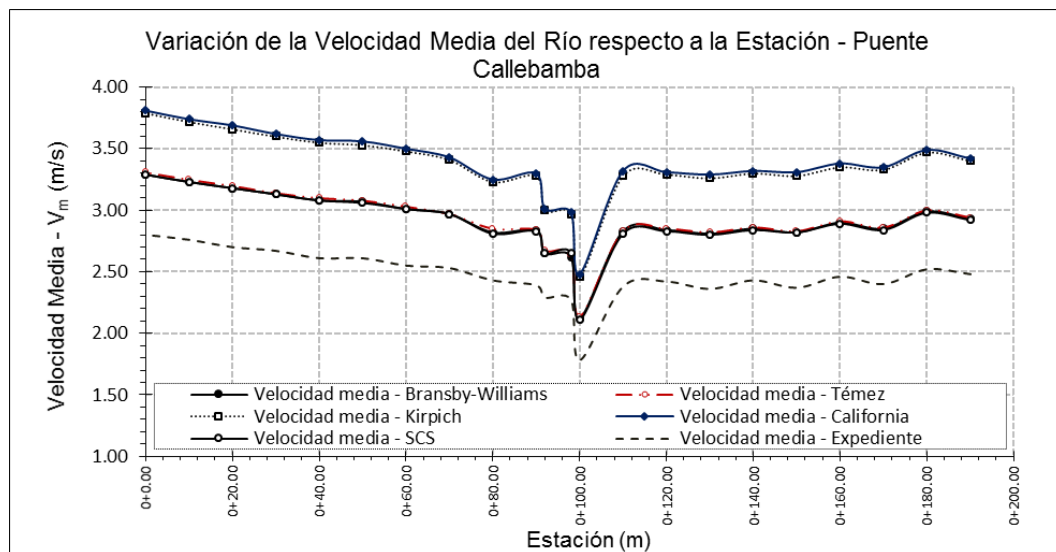


Figura N° 126. Variación de la velocidad media respecto a la ubicación longitudinal para $T_R=500$ años, puente Callebamba, MDT L.

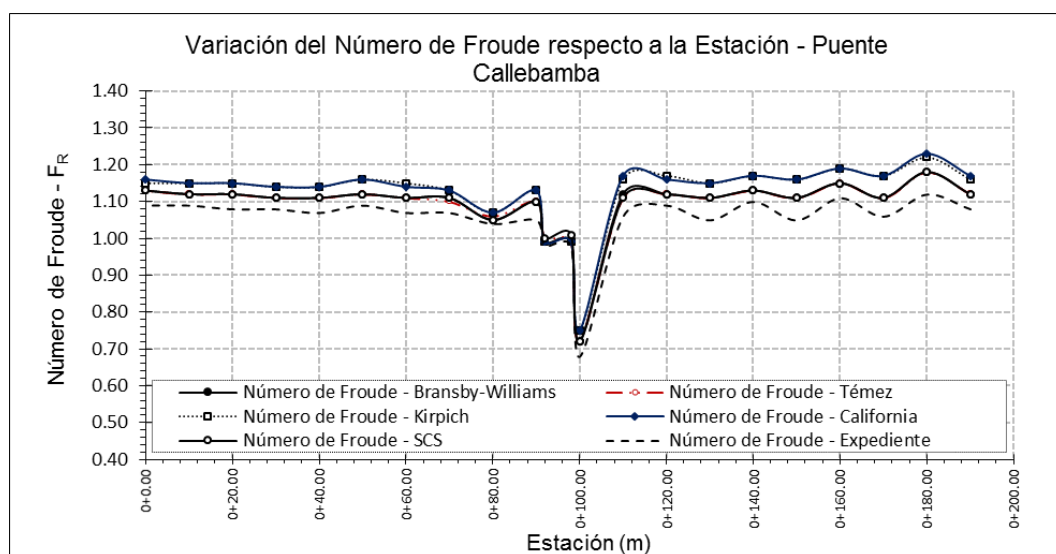


Figura N° 127. Variación del Número de Froude respecto a la ubicación longitudinal para $T_R=500$ años, puente Callebamba, MDT L.

De acuerdo a los resultados obtenidos del modelamiento aplicado a los modelos digitales de terreno J y L, se tiene el siguiente análisis comparativo de los promedios de la velocidad y el Número de Froude para las dos secciones que conforman el puente Callebamba.

Variación porcentual de la velocidad promedio generada del MDT L respecto al MDT J, para los diferentes métodos considerados:

- Bransby-Williams : $\Delta V_{(L \rightarrow J)} = 14.29 \%$ (incremento)
- Témez : $\Delta V_{(L \rightarrow J)} = 14.66 \%$ (incremento)
- Kirpich : $\Delta V_{(L \rightarrow J)} = 1.01 \%$ (incremento)
- California : $\Delta V_{(L \rightarrow J)} = 0.67 \%$ (incremento)
- SCS : $\Delta V_{(L \rightarrow J)} = 14.72 \%$ (incremento)
- Expediente : $\Delta V_{(L \rightarrow J)} = 18.75 \%$ (incremento)

Variación porcentual del Número de Froude promedio generado del MDT L respecto al MDT J, para los diferentes métodos considerados:

- Bransby-Williams : $\Delta F_R_{(L \rightarrow J)} = 20.73 \%$ (incremento)
- Témez : $\Delta F_R_{(L \rightarrow J)} = 21.95 \%$ (incremento)
- Kirpich : $\Delta F_R_{(L \rightarrow J)} = 0.00 \%$ (incremento)
- California : $\Delta F_R_{(L \rightarrow J)} = -1.00 \%$ (disminución)
- SCS : $\Delta F_R_{(L \rightarrow J)} = 23.17 \%$ (incremento)
- Expediente : $\Delta F_R_{(L \rightarrow J)} = 27.27 \%$ (incremento)

5.5. CÁLCULO DE LA SOCAVACIÓN GENERAL

Se ha mostrado hasta ahora una secuencia de cálculos que mantienen una correlación entre sí, partiendo de los registros históricos de precipitación máxima en 24 horas, tales registros son evaluados estadísticamente mediante diferentes pruebas de distribución de probabilidad para elegir la que mejor se ajusta mediante la prueba de bondad de ajuste de Kolmogorov-Smirnov, con las diferentes distribuciones de probabilidad elegidas se procedió a realizar el estudio de precipitación de la cuenca del río Pampas, el objetivo fue encontrar un solo valor de precipitación representativo para cada periodo de retorno requerido, esto fue posible gracias a los mapas de isoyetas de precipitación realizados, cuyos diferentes rangos de precipitación son caracterizados en un área determinada, seguidamente se encontró el valor de precipitación a partir del promedio ponderado de los rangos de precipitación y su respectiva área de influencia, estos valores fueron empleados en el método de transformación lluvia escorrentía, donde se consideraron hasta cinco diferentes fórmulas para calcular el tiempo de concentración para cada cuenca, obteniendo cinco diferentes caudales para los caudales de diseño, que dependen del periodo de retorno, los caudales obtenidos del estudio hidrológico fueron usados para realizar el modelamiento hidráulico y obtener el reporte de los principales parámetros hidráulicos de diseño, se cuentan con doce modelos digitales de terreno que servirán para comparar los resultados en pares y tener conclusiones más sólidas acerca de los criterios de diseño.

Después de toda la secuencia de cálculos descrita, con los resultados obtenidos del modelamiento hidráulico, se procede a realizar el cálculo de la socavación general.

Es preciso resaltar que los doce modelos digitales de terreno considerados se relacionan entre sí de acuerdo al cuadro N° 61, de la siguiente forma:

MDT A (cauce natural) → MDT B (cauce modificado)

MDT C (cauce natural) → MDT D (cauce modificado)

MDT E (cauce natural) → MDT F (cauce modificado)

MDT G (cauce natural) → No es preciso otro MDT modificado

MDT H (cauce natural) → MDT I (cauce modificado)

MDT J (cauce natural) → MDT K y L (cauces modificados)

5.5.1. Puente Pochccota y muros de encauzamiento, MDT A

De acuerdo al estudio de hidrología e hidráulica del respectivo expediente del proyecto, se tiene una profundidad de socavación general de 2.00 m.

Los resultados de socavación general para defensas ribereñas en el puente Pochccota, se muestran en la figura N° 128 y en el cuadro N° 62, respectivamente.

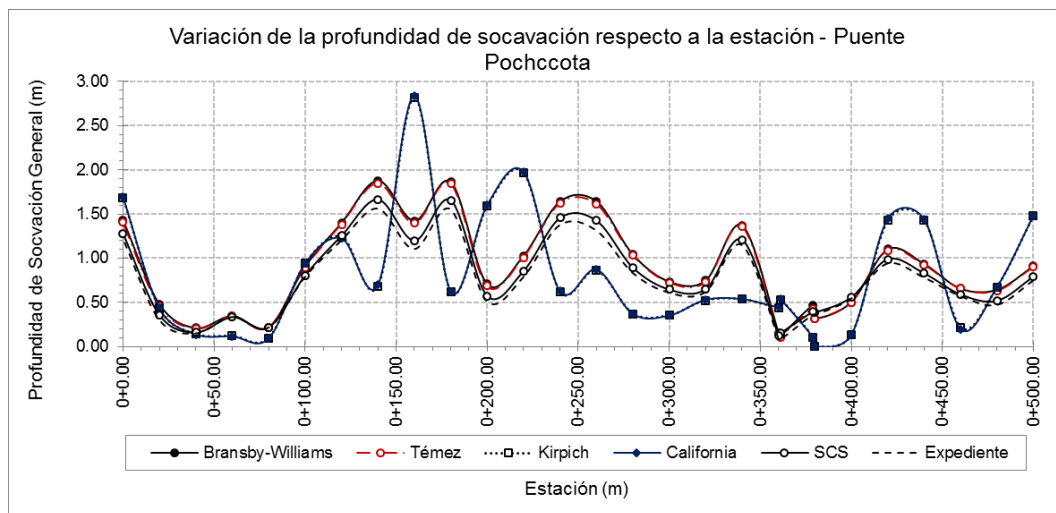


Figura N° 128. Gráfico comparativo de la socavación general para diferentes autores, puente Pochccota, río Chumbao, MDT A.

Cuadro N° 62. Resumen de resultados para el cálculo de la socavación máxima en el puente Pochccota, MDT A.

Fuente: Elaboración propia.

N°	Fórmula Empleada	Código Caudal	Caudal (m ³ /s)	Socavación Máx. (m)
1	Bransby - Williams	Q500BW	147.10	1.88
2	Témez	Q500T	145.30	1.85
3	Kirpich	Q500K	199.50	2.82
4	California	Q500C	200.50	2.84
5	SCS	Q500SCS	131.50	1.67
6	Expediente	Q500E	124.48	1.56

En el cuadro N° 62 se muestran los resultados del tramo 0+0.00 a 0+500.00, tramo donde se ubican las defensas ribereñas, con los datos del expediente se tiene una profundidad de 1.56 m, notablemente diferente al valor del expediente técnico. Conforme al análisis del subcapítulo 5.3.2 del estudio hidrológico, se selecciona el resultado generado por la fórmula del SCS para calcular el tiempo de concentración, igual a 1.67 m de profundidad de socavación.

5.5.2. Puente Pochccota y muros de encauzamiento, MDT B

De acuerdo al estudio de hidrología e hidráulica del respectivo expediente del proyecto, se tiene una profundidad de socavación general de 2.00 m.

Los resultados de socavación general para defensas ribereñas en el puente Pochccota, se muestran en la figura N° 129 y en el cuadro N° 63, respectivamente.

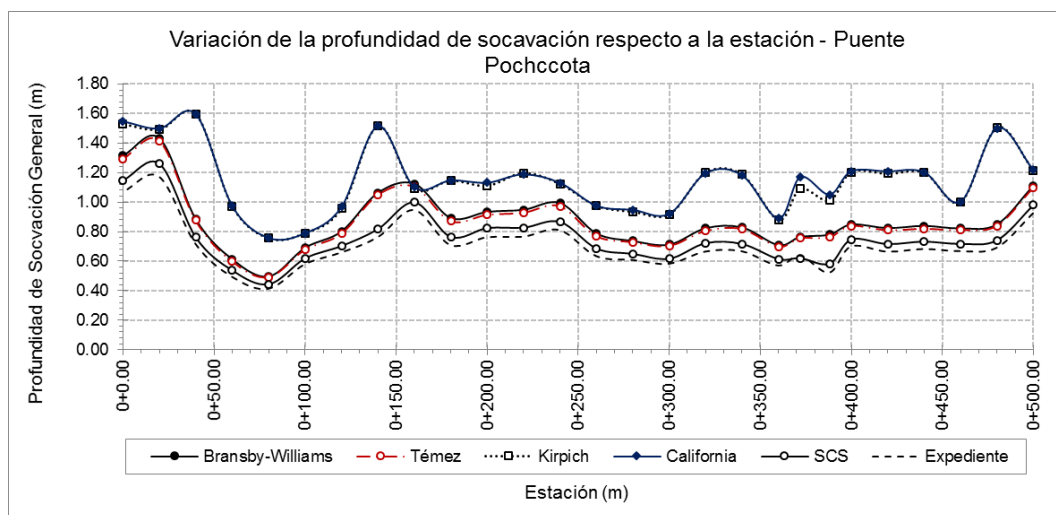


Figura N° 129. Gráfico comparativo de la socavación general para diferentes autores, puente Pochccota, río Chumbao, MDT B.

Cuadro N° 63. Resumen de resultados para el cálculo de la socavación máxima en el puente Pochccota, MDT B.

Fuente: Elaboración propia.

N°	Fórmula Empleada	Código Caudal	Caudal (m ³ /s)	Socavación Máx. (m)	ΔSoc (B → A)
1	Bransby - Williams	Q500BW	147.10	1.43	-23.94 % (disminución)
2	Témez	Q500T	145.30	1.42	-23.24 % (disminución)
3	Kirpich	Q500K	199.50	1.60	-43.26 % (disminución)
4	California	Q500C	200.50	1.60	-43.66 % (disminución)
5	SCS	Q500SCS	131.50	1.26	-24.55 % (disminución)
6	Expediente	Q500E	124.48	1.18	-24.64 % (disminución)

Del cuadro N° 63 se observa que con los datos del expediente se tiene una profundidad de socavación máxima de 1.18 m, con notable disminución respecto a la socavación obtenida con el MDT A. De acuerdo al análisis del subcapítulo 5.3.2 del estudio hidrológico, se elige el resultado generado por la fórmula del SCS para calcular el tiempo de concentración, equivalente a 1.26 m, disminuyendo el 24.55 % respecto al MDT A.

5.5.3. Puente Chumbao y muros de encauzamiento, MDT C

De acuerdo al estudio de hidrología e hidráulica del respectivo expediente del proyecto, se tiene una profundidad de socavación general de 2.90 m.

Los resultados de socavación general para defensas ribereñas en el puente Chumbao, se muestran en la figura N° 130 y en el cuadro N° 64, respectivamente.

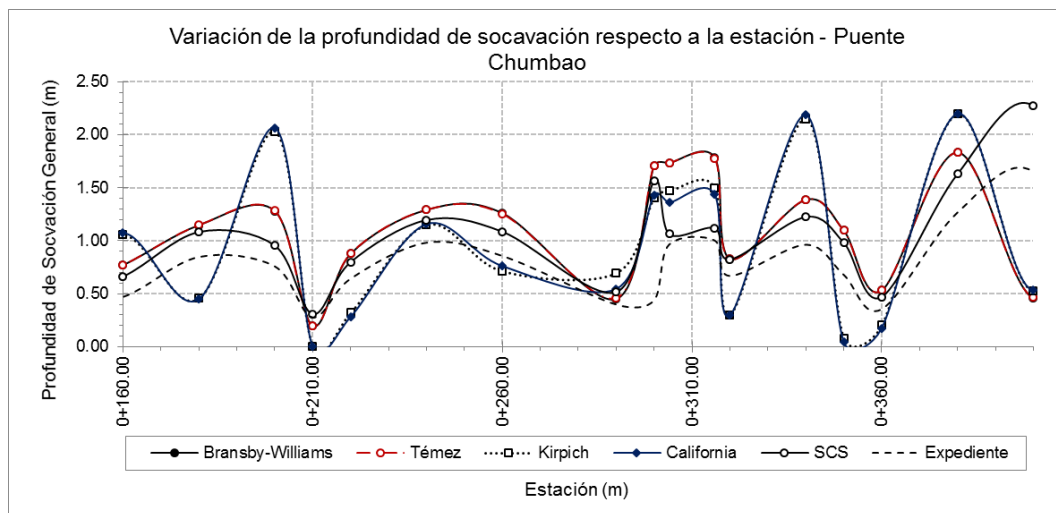


Figura N° 130. Gráfico comparativo de la socavación general para diferentes autores, puente Chumbao, río Chumbao, MDT C.

Cuadro N° 64. Resumen de resultados para el cálculo de la socavación máxima en el puente Chumbao, MDT C.

Fuente: Elaboración propia.

N°	Fórmula Empleada	Código Caudal	Caudal (m ³ /s)	Socavación Máx. (m)
1	Bransby - Williams	Q500BW	155.80	1.83
2	Témez	Q500T	155.90	1.83
3	Kirpich	Q500K	203.50	2.19
4	California	Q500C	205.70	2.20
5	SCS	Q500SCS	139.00	2.27
6	Expediente	Q500E	124.48	1.65

El cuadro N° 64 muestra los resultados del tramo 0+160.00 a 0+400.00, tramo donde se ubican las defensas ribereñas, con los datos del expediente se tiene una profundidad de 1.65 m, con gran diferencia respecto al expediente técnico. De acuerdo al análisis del subcapítulo 5.3.3 del estudio hidrológico, se selecciona el resultado generado por la fórmula del SCS para calcular el tiempo de concentración, igual a 2.27 m de profundidad de socavación.

5.5.4. Puente Chumbao y muros de encauzamiento, MDT D

De acuerdo al estudio de hidrología e hidráulica del respectivo expediente del proyecto, se tiene una profundidad de socavación general de 2.90 m.

Los resultados de socavación general para defensas ribereñas en el puente Chumbao, se muestran en la figura N° 131 y en el cuadro N° 65, respectivamente.

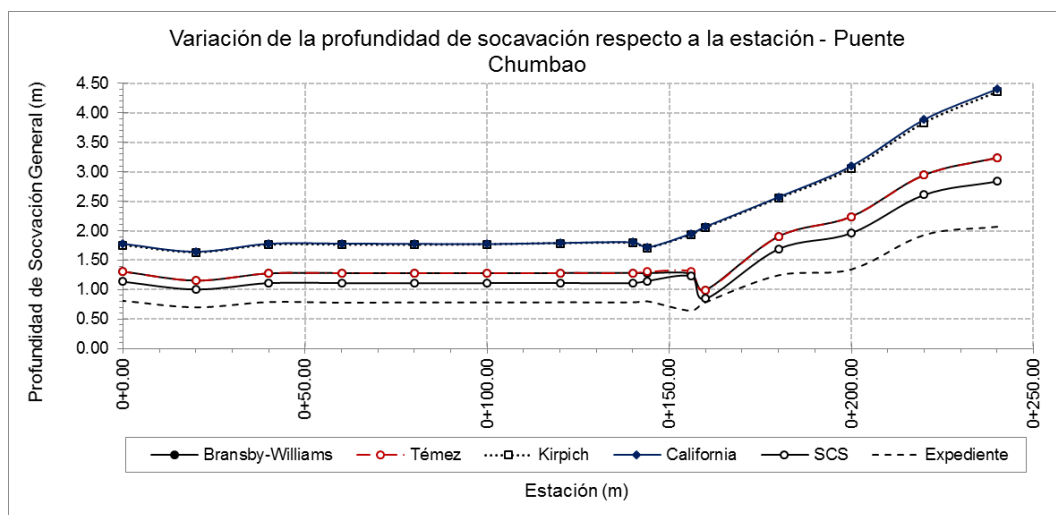


Figura N° 131. Gráfico comparativo de la socavación general para diferentes autores, puente Chumbao, río Chumbao, MDT D.

Cuadro N° 65. Resumen de resultados para el cálculo de la socavación máxima en el puente Chumbao, MDT D.

Fuente: Elaboración propia.

N°	Fórmula Empleada	Código Caudal	Caudal (m ³ /s)	Socavación Máx. (m)	$\Delta Soc_{(D \rightarrow C)}$
1	Bransby - Williams	Q500BW	155.80	3.24	77.05 % (incremento)
2	Témez	Q500T	155.90	3.24	77.05 % (incremento)
3	Kirpich	Q500K	203.50	4.36	99.09 % (incremento)
4	California	Q500C	205.70	4.42	100.91 % (incremento)
5	SCS	Q500SCS	139.00	2.84	25.11 % (incremento)
6	Expediente	Q500E	124.48	2.07	25.45 % (incremento)

Del cuadro N° 65 se verifica que con los datos del expediente se tiene una profundidad de socavación máxima calculada de 2.07 m, con notable incremento respecto a la socavación calculada con el MDT C. Conforme al análisis del subcapítulo 5.3.3 del estudio hidrológico, se escoge el resultado generado por la fórmula del SCS para calcular el tiempo de concentración, equivalente a 2.84 m, cercano al valor calculado en el expediente técnico.

5.5.5. Defensa ribereña de enrocados y gaviones, MDT E

De acuerdo al estudio de hidrología e hidráulica del respectivo expediente del proyecto, se tiene una profundidad de socavación general de 1.50 m.

Los resultados de la profundidad de socavación general del río Chumbao, con respecto a la ubicación de su progresiva en el eje, se muestra en la figura N° 132.

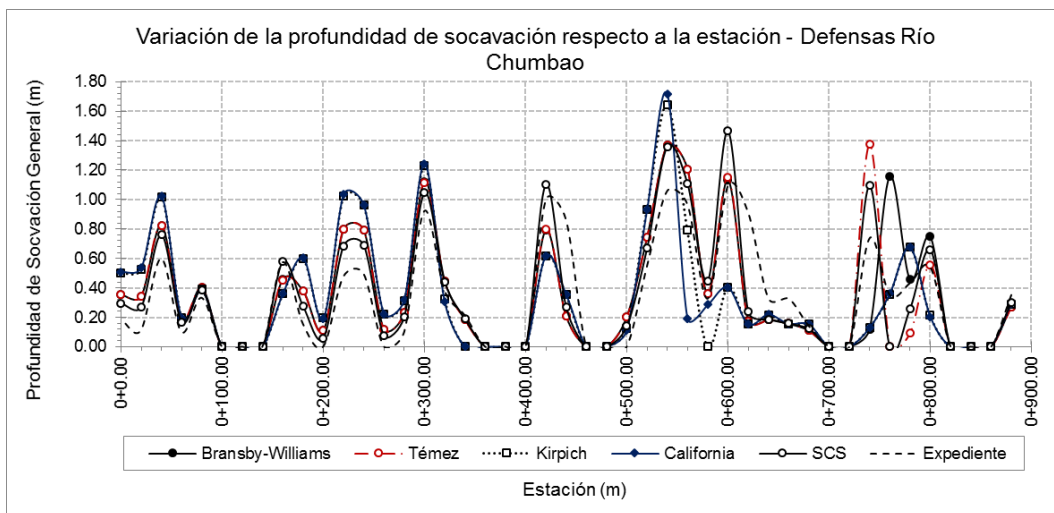


Figura N° 132. Gráfico comparativo de la socavación general para diferentes autores, gaviones y enrocados, río Chumbao, MDT E.

Cuadro N° 66. Resumen de resultados para el cálculo de la socavación máxima del MDT E.

Fuente: Elaboración propia.

N°	Fórmula Empleada	Código Caudal	Caudal (m ³ /s)	Socavación Máx. (m)
1	Bransby - Williams	Q500BW	155.80	1.37
2	Témez	Q500T	155.90	1.37
3	Kirpich	Q500K	203.50	1.64
4	California	Q500C	205.70	1.72
5	SCS	Q500SCS	139.00	1.47
6	Expediente	Q500E	124.48	1.10

En el cuadro N° 66 se muestran los resultados para la socavación máxima, nos interesa el intervalo comprendido entre las progresivas 0+0.00 y 0+880.00, tramo donde se ubica el enrocado, con los datos del expediente se tiene una profundidad de 1.10 m, con variación respecto al valor del expediente técnico. De acuerdo al análisis del subcapítulo 5.3.3 del estudio hidrológico, se selecciona el resultado generado por la fórmula del SCS para calcular el tiempo de concentración, igual a 1.47 m de profundidad de socavación.

5.5.6. Defensa ribereña de enrocados y gaviones, MDT F

De acuerdo al estudio de hidrología e hidráulica del respectivo expediente del proyecto, se tiene una profundidad de socavación general de 1.50 m.

Los resultados de la profundidad de socavación general del río Chumbao, con respecto a la ubicación de su progresiva en el eje, se muestra en la figura N° 133.

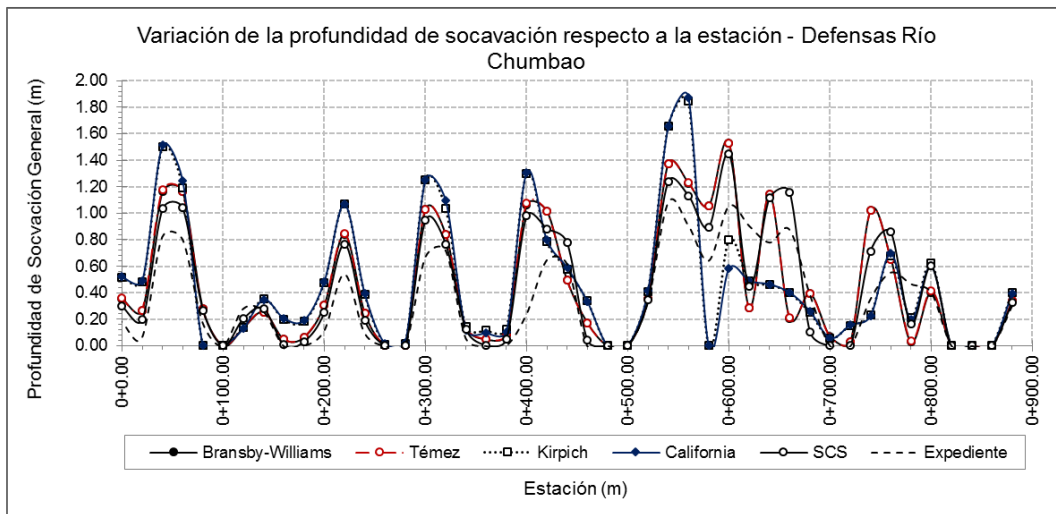


Figura N° 133. Gráfico comparativo de la socavación general para diferentes autores, gaviones y enrocados, río Chumbao, MDT F.

Cuadro N° 67. Resumen de resultados para el cálculo de la socavación máxima del MDT F.

Fuente: Elaboración propia.

N°	Fórmula Empleada	Código Caudal	Caudal (m ³ /s)	Socavación Máx. (m)	ΔSoc (F → E)
1	Bransby - Williams	Q500BW	155.80	1.53	11.68 % (incremento)
2	Témez	Q500T	155.90	1.53	11.68 % (incremento)
3	Kirpich	Q500K	203.50	1.85	12.80 % (incremento)
4	California	Q500C	205.70	1.87	8.72 % (incremento)
5	SCS	Q500SCS	139.00	1.45	-1.36 % (disminución)
6	Expediente	Q500E	124.48	1.08	-1.82 % (disminución)

Del cuadro N° 67 se observa que con los datos del expediente se tiene una profundidad de socavación máxima calculada de 1.08 m, resultado cercano al calculado con el MDT E. De acuerdo al análisis del subcapítulo 5.3.3 del estudio hidrológico, se elige el resultado generado por la fórmula del SCS para calcular el tiempo de concentración, igual a 1.45 m, significando una disminución de 1.36 % respecto al resultado del MDT E.

5.5.7. Puente Comunchaca y muros gaviones, MDT G

De acuerdo al estudio de hidrología e hidráulica del respectivo expediente del proyecto, se tiene una profundidad de socavación general de 3.00 m.

Los resultados de socavación general para defensas ribereñas en el puente Comunchaca, se muestran en la figura N° 134 y en el cuadro N° 68.

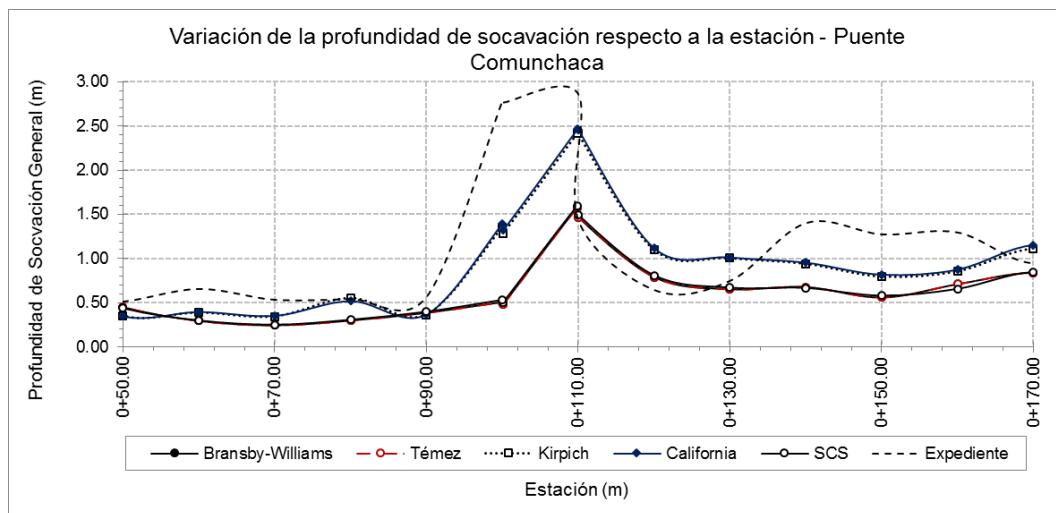


Figura N° 134. Gráfico comparativo de la socavación general para diferentes autores, puente Comunchaca, río Chincheros, MDT G.

Cuadro N° 68. Resumen de resultados para el cálculo de la socavación máxima en el puente Comunchaca, MDT G.

Fuente: Elaboración propia.

N°	Fórmula Empleada	Código Caudal	Caudal (m ³ /s)	Socavación Máx. (m)
1	Bransby - Williams	Q500BW	41.20	1.58
2	Témez	Q500T	41.20	1.58
3	Kirpich	Q500K	70.10	2.42
4	California	Q500C	72.10	2.46
5	SCS	Q500SCS	42.40	1.60
6	Expediente	Q500E	153.00	2.87

El cuadro N° 64 muestra los resultados del tramo 0+50.00 a 0+170.00, tramo donde se ubican las defensas ribereñas, con los datos del expediente se tiene una profundidad de 2.87 m, muy cercano respecto al expediente técnico. De acuerdo al análisis del subcapítulo 5.3.4 del estudio hidrológico, se escoge el resultado generado por la fórmula de Bransby–Williams o Témez para calcular el tiempo de concentración, igual a 1.58 m.

5.5.8. Puente Comunchaca y muros gaviones, MDT H

De acuerdo al estudio de hidrología e hidráulica del respectivo expediente del proyecto, se tiene una profundidad de socavación general de 3.00 m.

Los resultados de socavación general para defensas ribereñas en el puente Comunchaca, se muestran en la figura N° 135 y en el cuadro N° 69.

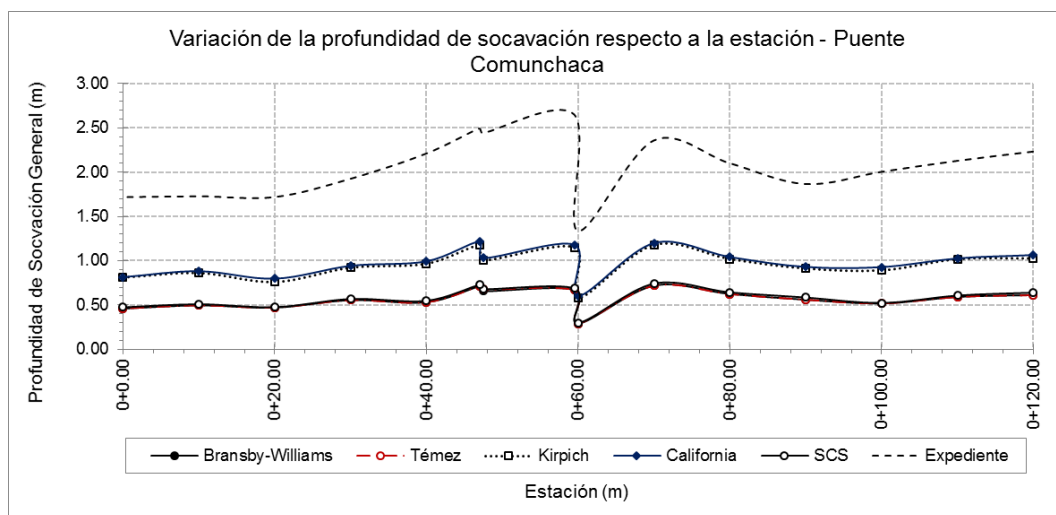


Figura N° 135. Gráfico comparativo de la socavación general para diferentes autores, puente Comunchaca, río Chincheros, MDT H.

Cuadro N° 69. Resumen de resultados para el cálculo de la socavación máxima en el puente Comunchaca, MDT H.

Fuente: Elaboración propia.

N°	Fórmula Empleada	Código Caudal	Caudal (m ³ /s)	Socavación Máx. (m)	$\Delta Soc_{(H \rightarrow G)}$
1	Bransby - Williams	Q500BW	41.20	0.72	-54.43 % (disminución)
2	Témez	Q500T	41.20	0.72	-54.43 % (disminución)
3	Kirpich	Q500K	70.10	1.18	-51.24 % (disminución)
4	California	Q500C	72.10	1.22	-50.41 % (disminución)
5	SCS	Q500SCS	42.40	0.74	-53.75 % (disminución)
6	Expediente	Q500E	153.00	2.66	-7.32 % (disminución)

Del cuadro N° 69 se observa que con los datos del expediente se tiene una profundidad de socavación máxima calculada de 2.66 m, resultado cercano al calculado con el MDT G. se selecciona el resultado generado por la fórmula de Bransby–Williams o Témez para calcular el tiempo de concentración, igual a 0.72 m, el cual disminuyó 54.43 % respecto al resultado obtenido del MDT G.

5.5.9. Puente Pampas y enrocado de protección, MDT I

De acuerdo al estudio de hidrología e hidráulica del respectivo expediente del proyecto, se tiene una profundidad de socavación general de 5.00 m.

Los resultados de socavación general para defensas ribereñas en el puente Pampas, se muestran en la figura N° 136 y en el cuadro N° 70, respectivamente.

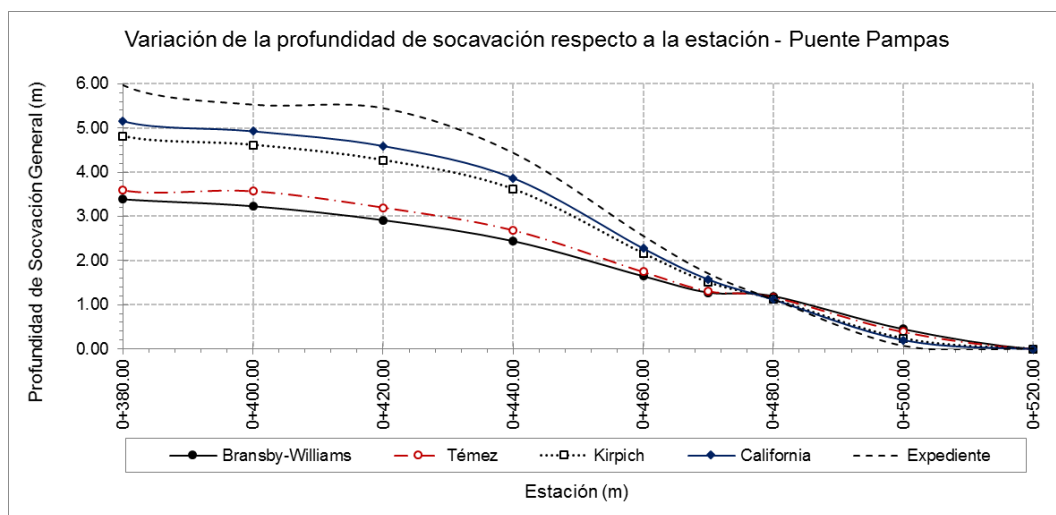


Figura N° 136. Gráfico comparativo de la socavación general para diferentes autores, puente Pampas, río Pampas, MDT I.

Cuadro N° 70. Resumen de resultados para el cálculo de la socavación máxima en el puente Pampas, MDT I.

Fuente: Elaboración propia.

N°	Fórmula Empleada	Código Caudal	Caudal (m³/s)	Socavación Máx. (m)
1	Bransby - Williams	Q500BW	2279.90	3.39
2	Témez	Q500T	2568.60	3.59
3	Kirpich	Q500K	3680.60	4.82
4	California	Q500C	4029.90	5.16
5	Expediente	Q500E	4952.00	5.97

En el cuadro N° 70 se muestran los resultados para la socavación máxima, nos interesa el intervalo comprendido entre las progresivas 0+380.00 y 0+520.00, tramo donde se ubica el enrocado, con los datos del expediente se tiene una profundidad de 5.97 m, notablemente diferente al valor del expediente técnico. Conforme al análisis del subcapítulo 5.3.5 del estudio hidrológico, se selecciona el resultado generado por la fórmula de Témez para calcular el tiempo de concentración, igual a 3.59 m de profundidad socavada.

5.5.10. Puente Callebamba y muros gaviones, MDT J

De acuerdo al estudio de hidrología e hidráulica del respectivo expediente del proyecto, se tiene una profundidad de socavación general de 1.00 m.

Los resultados de socavación general para defensas ribereñas en el puente Callebamba, se muestran en la figura N° 137 y en el cuadro N° 71.

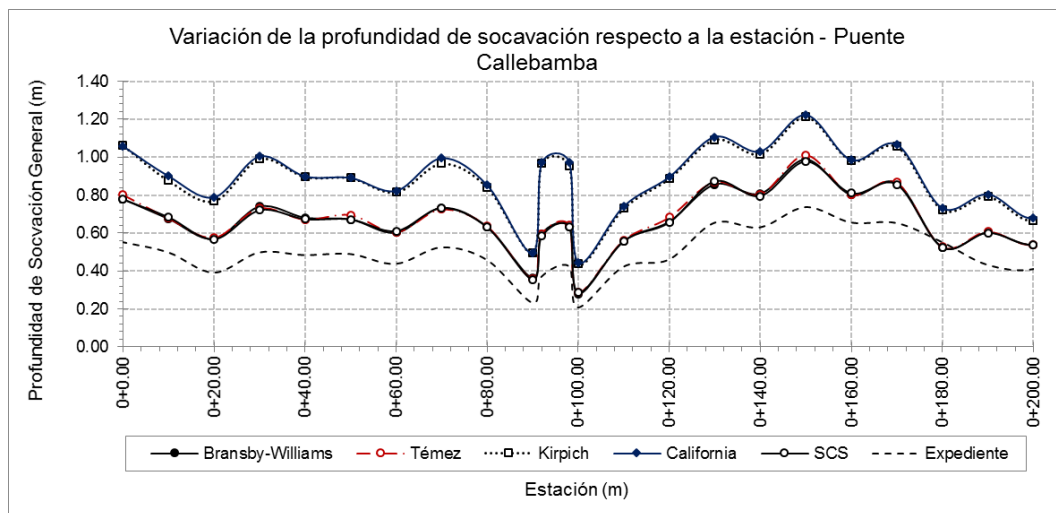


Figura N° 137. Gráfico comparativo de la socavación general para diferentes autores, puente Callebamba, río Chumbao, MDT J.

Cuadro N° 71. Resumen de resultados para el cálculo de la socavación máxima en el puente Callebamba, MDT J.

Fuente: Elaboración propia.

N°	Fórmula Empleada	Código Caudal	Caudal (m ³ /s)	Socavación Máx. (m)
1	Bransby - Williams	Q500BW	94.60	0.99
2	Témez	Q500T	95.70	1.01
3	Kirpich	Q500K	137.00	1.21
4	California	Q500C	139.40	1.22
5	SCS	Q500SCS	94.10	0.98
6	Expediente	Q500E	62.20	0.74

El cuadro N° 71 muestra los resultados del tramo 0+0.00 a 0+200.00, tramo donde se ubican las defensas ribereñas, con los datos del expediente se tiene una profundidad de 0.74 m, con leve diferencia respecto al expediente técnico. De acuerdo al análisis del subcapítulo 5.3.6 del estudio hidrológico, se selecciona el resultado generado por la fórmula del SCS para calcular el tiempo de concentración, igual a 0.98 m de profundidad de socavación.

5.5.11. Puente Callebamba y muros gaviones, MDT K

De acuerdo al estudio de hidrología e hidráulica del respectivo expediente del proyecto, se tiene una profundidad de socavación general de 1.00 m.

Los resultados de socavación general para defensas ribereñas en el puente Callebamba, se muestran en la figura N° 138 y en el cuadro N° 72.

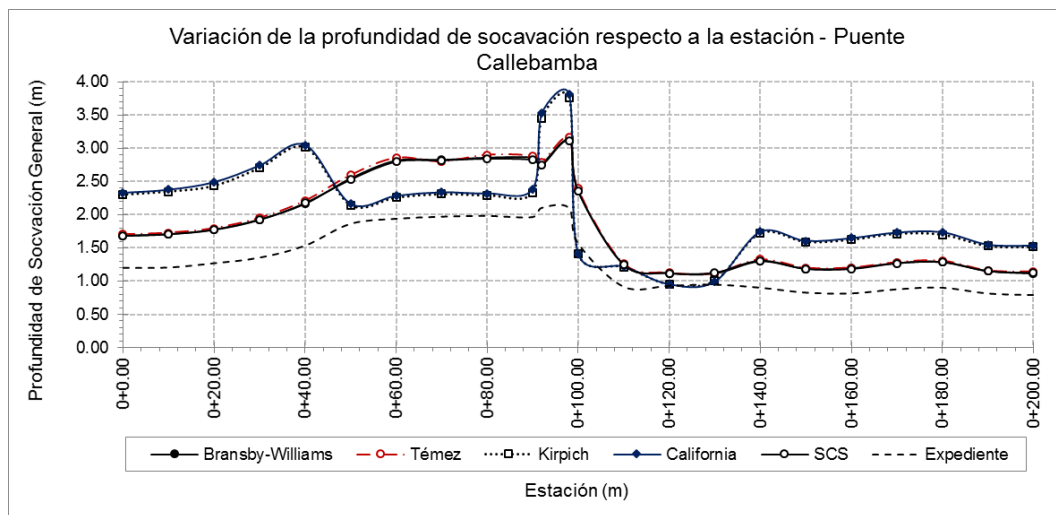


Figura N° 138. Gráfico comparativo de la socavación general para diferentes autores, puente Callebamba, río Chumbao, MDT K.

Cuadro N° 72. Resumen de resultados para el cálculo de la socavación máxima en el puente Callebamba, MDT K.

Fuente: Elaboración propia.

N°	Fórmula Empleada	Código Caudal	Caudal (m ³ /s)	Socavación Máx. (m)	$\Delta Soc_{(K \rightarrow J)}$
1	Bransby - Williams	Q500BW	94.60	3.12	215.15 % (incremento)
2	Témez	Q500T	95.70	3.16	212.87 % (incremento)
3	Kirpich	Q500K	137.00	3.76	210.74 % (incremento)
4	California	Q500C	139.40	3.81	212.30 % (incremento)
5	SCS	Q500SCS	94.10	3.12	218.37 % (incremento)
6	Expediente	Q500E	62.20	2.11	185.14 % (incremento)

Del cuadro N° 72 se observa que con los datos del expediente se tiene una profundidad de socavación máxima calculada de 2.11 m, con gran diferencia respecto al valor calculado con el MDT J. Conforme al análisis del subcapítulo 5.3.6 del estudio hidrológico, se elige el resultado generado por la fórmula del SCS para calcular el tiempo de concentración, igual a 3.12 m, el cual aumentó 218.37 % respecto al resultado obtenido con el MDT J.

5.5.12. Puente Callebamba y muros gaviones, MDT L

De acuerdo al estudio de hidrología e hidráulica del respectivo expediente del proyecto, se tiene una profundidad de socavación general de 1.00 m.

Los resultados de socavación general para defensas ribereñas en el puente Callebamba, se muestran en la figura N° 139 y en el cuadro N° 73.

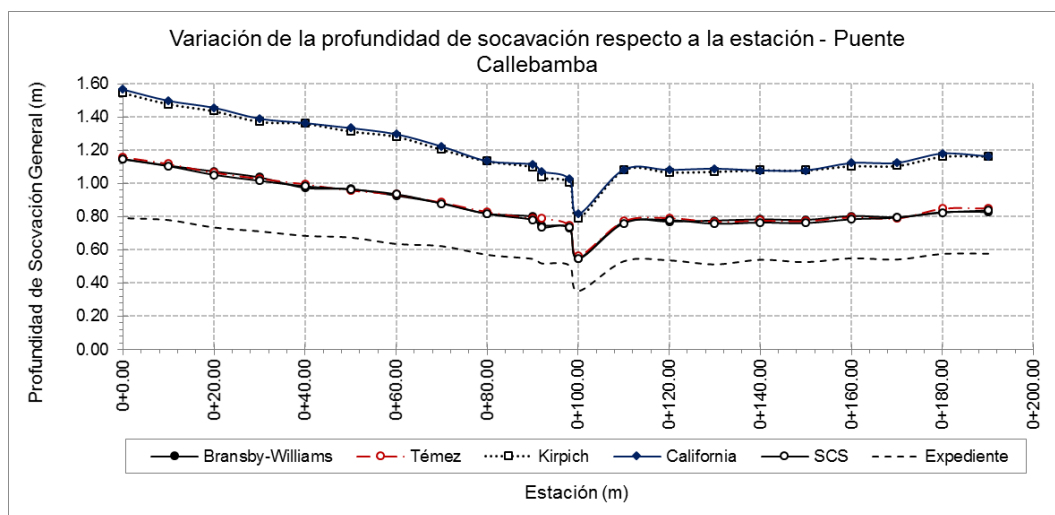


Figura N° 139. Gráfico comparativo de la socavación general para diferentes autores, puente Callebamba, río Chumbao, MDT L.

Cuadro N° 73. Resumen de resultados para el cálculo de la socavación máxima en el puente Callebamba, MDT L.

Fuente: Elaboración propia.

N°	Fórmula Empleada	Código Caudal	Caudal (m ³ /s)	Socavación Máx. (m)	$\Delta Soc_{(L \rightarrow J)}$
1	Bransby - Williams	Q500BW	94.60	1.15	16.16 % (incremento)
2	Témez	Q500T	95.70	1.16	14.85 % (incremento)
3	Kirpich	Q500K	137.00	1.55	28.10 % (incremento)
4	California	Q500C	139.40	1.57	28.69 % (incremento)
5	SCS	Q500SCS	94.10	1.15	17.35 % (incremento)
6	Expediente	Q500E	62.20	0.79	6.76 % (incremento)

Del cuadro N° 73 se observa que con los datos del expediente se tiene una profundidad de socavación máxima calculada de 0.79 m, resultado cercano al valor calculado con el MDT J. Conforme al análisis del subcapítulo 5.3.6 del estudio hidrológico, se escoge el resultado generado por la fórmula del SCS para calcular el tiempo de concentración, igual a 1.15 m, el cual aumentó 17.35 % respecto al resultado obtenido con el MDT J.

5.6. DISEÑO Y EVALUACIÓN DE SISTEMAS DE CONTROL DE EROSIÓN

El presente subcapítulo tendrá un esquema de evaluación que ya no seguirá la secuencia de cálculos, que hasta el subcapítulo anterior habían tenido una adecuada continuidad, esto se debe a la evaluación y comparación de los resultados extraídos de los diferentes estudios hidráulicos y los resultados obtenidos en el presente trabajo de investigación, donde se ha comprobado la serie de omisiones en los criterios de diseño.

En el presente subcapítulo se empleará el caudal presentado en los diferentes expedientes técnicos y también se enfatizará en el caudal sugerido para cada caso presentado en el subcapítulo 5.3. Estudio Hidrológico, para realizar la evaluación de la estabilidad y demás criterios de diseño de los diferentes sistemas de control de erosión.

5.6.1. Puente Pochccota y muros de encauzamiento

Los sistemas de control de erosión del río Chumbao y protección del Puente Pochccota consisten en la construcción de muros de encauzamiento y contención, siguiendo el esquema presentado en la figura N° 140, la construcción de los muros fue diferenciado en cuatro ejes, dos en cada margen del río Chumbao, cada eje tiene un rango de alturas variables para los muros, estos son:

Muro Eje A: $h_{\text{Variable}} = 6.50$ a 9.00 m, $L = 371.50$ m

Muro Eje B: $h_{\text{Variable}} = 6.50$ a 9.00 m, $L = 370.10$ m

Muro Eje C: $h_{\text{Variable}} = 7.00$ a 7.50 m, $L = 120.00$ m

Muro Eje D: $h_{\text{Variable}} = 7.00$ a 8.00 m, $L = 118.00$ m

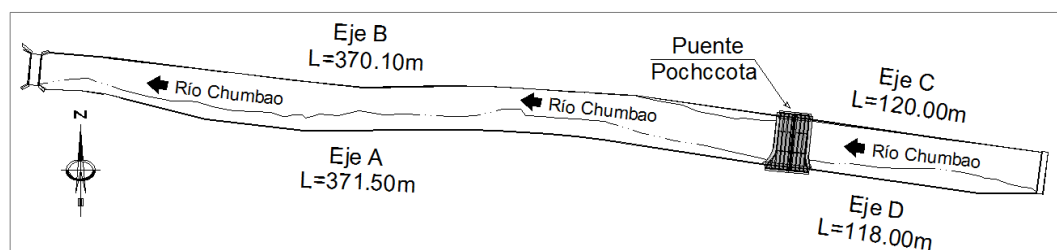


Figura N°140. Vista en planta del puente Pochccota, ubicación de los muros de encauzamiento y protección sobre el río Chumbao.

La margen derecha limita con un espacio de esparcimiento urbano, donde cada sábado y domingo se llevan a cabo las ferias. El tránsito de personas no significa una sobrecarga considerable para el diseño de los muros. Sin embargo, la margen izquierda limita con la carretera que une la ciudad de Andahuaylas con el aeropuerto provincial y por donde se experimenta el flujo vehicular de transporte pesado. En este caso es importante considerar una sobrecarga adicional. Se plantea una sobrecarga de 2.00 T/m² por sugerencia del Manual de Gaviones, publicado por el Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México.

La evaluación de los muros de encauzamiento se ha realizado de acuerdo a las alturas variables tomando el mayor y menor valor de cada eje y agrupándolos.

El cuadro N° 74 muestra el resumen de datos considerados y resultados obtenidos para la evaluación de estabilidad de los muros de menor dimensión de cada eje.

Cuadro N° 74. Resultados de la evaluación del diseño de estabilidad para muros de contención y encauzamiento de menor dimensión del río Chumbao, puente Pochccota
Fuente: Elaboración propia.

Muro	h (m)	B (m)	FS _V	FS _D	FS _{CC}	q _s (T/m ²)	Obs.
Eje A	6.50	4.40	2.30	2.02	5.25	2.00	e > B/6
Eje B	6.50	4.40	3.62	2.80	6.87	0.00	e < B/6
Eje C	7.00	4.80	3.70	2.61	6.62	0.00	e < B/6
Eje D	7.00	4.80	2.41	1.92	5.10	2.00	e > B/6

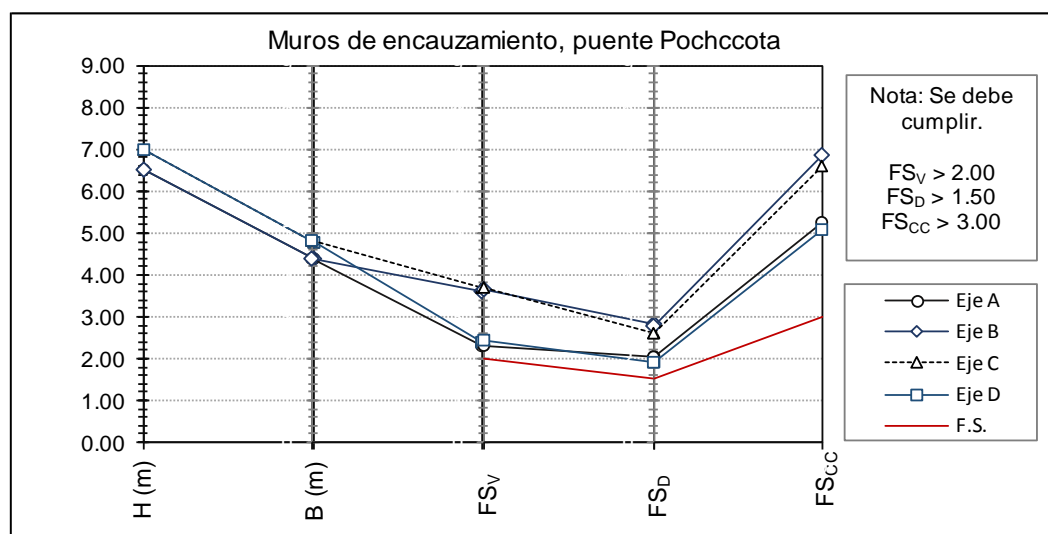


Figura N° 141. Diagrama de ejes paralelos, muros de menores dimensiones correspondiente a cada eje, encauzamiento y protección ribera río Chumbao, puente Pochccota.

El cuadro N° 75 muestra el resumen de datos considerados y resultados obtenidos para la evaluación de estabilidad de los muros de mayor dimensión de cada eje.

Cuadro N° 75. Resultados de la evaluación del diseño de estabilidad para muros de contención y encauzamiento de mayor dimensión del río Chumbao, puente Pochccota.

Fuente: Elaboración propia.

Muro	h (m)	B (m)	FS _v	FS _D	FS _{CC}	q _s (T/m ²)	Obs.
Eje A	9.00	6.20	2.62	1.65	4.36	2.00	e > B/6
Eje B	9.00	6.20	3.71	2.11	5.46	0.00	e < B/6
Eje C	7.50	5.20	3.80	2.46	6.49	0.00	e < B/6
Eje D	8.00	5.50	2.53	1.76	4.75	2.00	e > B/6

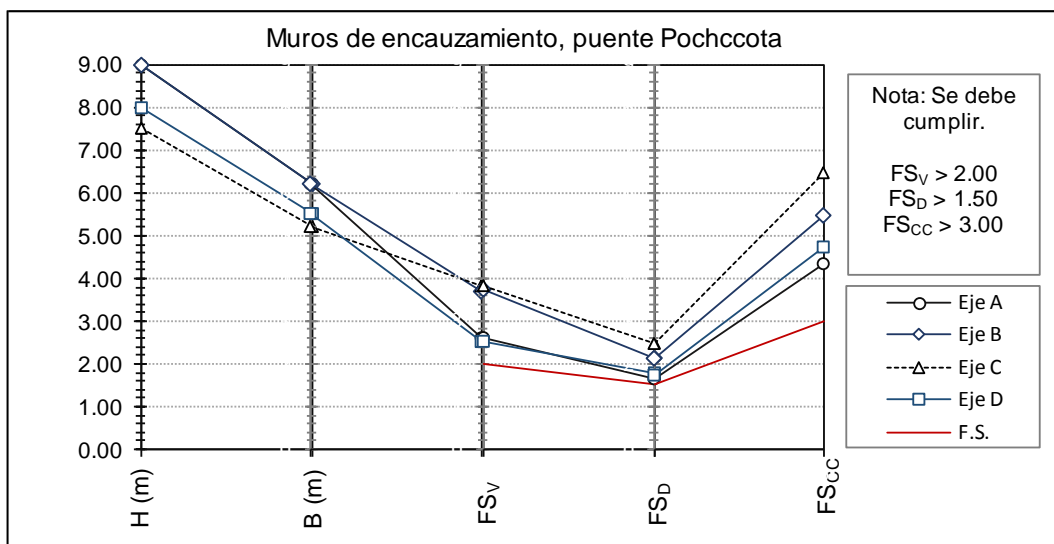


Figura N° 142. Diagrama de ejes paralelos, muros de mayores dimensiones correspondiente a cada eje, encauzamiento y protección ribera río Chumbao, puente Pochccota.

En los cuadros N° 74 y N° 75 se verifica que los muros de los diferentes ejes cumplen la estabilidad al sobrepasar los respectivos límites de los coeficientes de seguridad. Sin embargo, en el caso de los ejes A y D, donde se ha considerado una sobrecarga de 2.00 T/m², no cumplen con la condición de obtener un valor de excentricidad menor a la sexta parte de la base, el método empleado sugiere en dichos casos volver a hacer los cálculos con un nuevo dimensionamiento. Sin embargo, hasta la presente evaluación, el sistema de muros de encauzamiento no ha sufrido daños debido a efectos erosivos o fallas de estabilidad, se verificó el funcionamiento de las estructuras y el resumen de su situación actual se muestra en las fichas técnicas FT-001a y FT-001b, presentadas en el Anexo 1. Fichas técnicas de evaluación de campo, del presente documento.

5.6.2. Puente Chumbao y muros de encauzamiento

Los sistemas de control de erosión del río Chumbao y protección del Puente Chumbao consisten en la construcción de muros de encauzamiento y contención, siguiendo el esquema presentado en la figura N° 143, la construcción de los muros fue diferenciado en cuatro ejes, dos en cada margen del río Chumbao, cada eje tiene un rango de alturas variables para los muros, estos son:

Muro Eje A: $h_{\text{Variable}} = 5.50 \text{ a } 6.85 \text{ m}$, $L = 87.40 \text{ m}$

Muro Eje B: $h_{\text{Variable}} = 5.80 \text{ a } 6.85 \text{ m}$, $L = 143.00 \text{ m}$

Muro Eje C: $h_{\text{Variable}} = 5.50 \text{ a } 6.85 \text{ m}$, $L = 144.00 \text{ m}$

Muro Eje D: $h_{\text{Variable}} = 5.50 \text{ a } 6.85 \text{ m}$, $L = 80.85 \text{ m}$

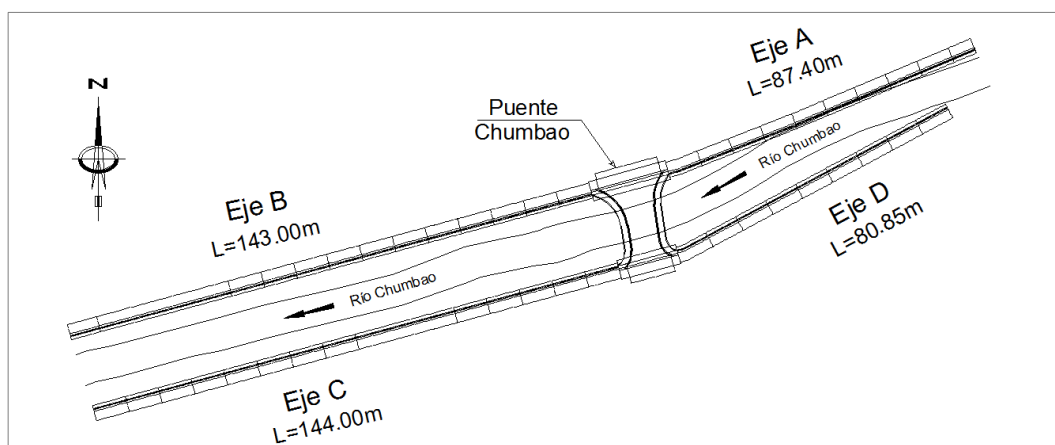


Figura N° 143. Vista en planta del puente Chumbao, ubicación de los muros de encauzamiento y protección sobre el río Chumbao.

La margen derecha limita con una carretera por donde se identifica el flujo vehicular de transporte pesado, lo mismo ocurre con el eje C, es importante recalcar que el puente Chumbao y la carretera que limita con el eje A, forman parte de la infraestructura de la carretera regional Ayacucho – Andahuaylas – Abancay, por lo que se considera una sobrecarga adicional de 2.00 T/m^2 por sugerencia del Manual de Gaviones, publicado por el Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México, la carretera que limita con el eje D también permite el flujo vehicular, pero debido a sus menores dimensiones respecto a los demás ejes, no permite el paso de vehículos de gran tamaño, por tal motivo se ha considerado valores de sobrecarga conservadoras de 1.50 y 2.00 T/m^2 . La evaluación de los muros de encauzamiento se ha realizado de acuerdo a las alturas variables tomando el mayor y menor valor de cada eje y agrupándolos.

El cuadro N° 76 muestra el resumen de datos considerados y resultados obtenidos para la evaluación de estabilidad de los muros de menor dimensión de cada eje.

Cuadro N° 76. Resultados de la evaluación del diseño de estabilidad para muros de contención y encauzamiento de menor dimensión del río Chumbao, puente Chumbao.

Fuente: Elaboración propia.

Muro	h (m)	B (m)	FS _v	FS _D	FS _{CC}	q _s (T/m ²)	Obs.
Eje A	5.50	3.40	1.79	2.67	6.42	2.00	e > B/6
Eje B	5.80	3.90	2.19	2.65	6.64	2.00	e > B/6
Eje C	5.50	3.40	1.79	2.67	6.42	2.00	e > B/6
Eje D	5.50	3.40	1.99	2.89	6.75	1.50	e > B/6

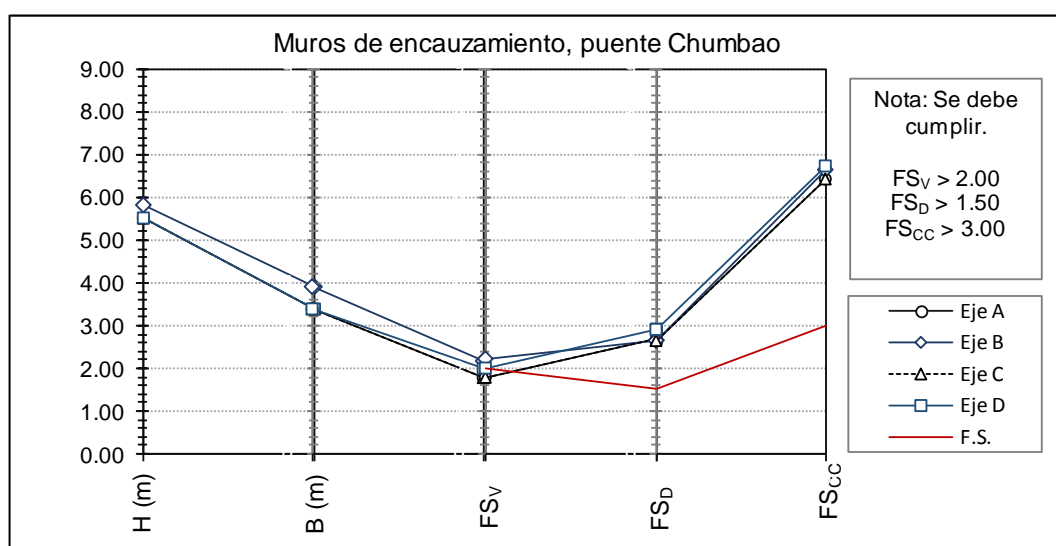


Figura N° 144. Diagrama de ejes paralelos, muros de menores dimensiones correspondiente a cada eje, encauzamiento y protección ribera río Chumbao, puente Chumbao.

El cuadro N° 77 muestra el resumen de datos considerados y resultados obtenidos para la evaluación de estabilidad de los muros de mayor dimensión de cada eje.

Cuadro N° 77. Resultados de la evaluación del diseño de estabilidad para muros de contención y encauzamiento de mayor dimensión del río Chumbao, puente Chumbao.

Fuente: Elaboración propia.

Muro	h (m)	B (m)	FS _v	FS _D	FS _{CC}	q _s (T/m ²)	Obs.
Eje A	6.85	4.70	2.41	2.30	5.89	2.00	e > B/6
Eje B	6.85	4.70	2.41	2.30	5.89	2.00	e > B/6
Eje C	6.85	4.70	2.41	2.30	5.89	2.00	e > B/6
Eje D	6.85	4.70	2.65	2.47	6.22	1.50	e > B/6

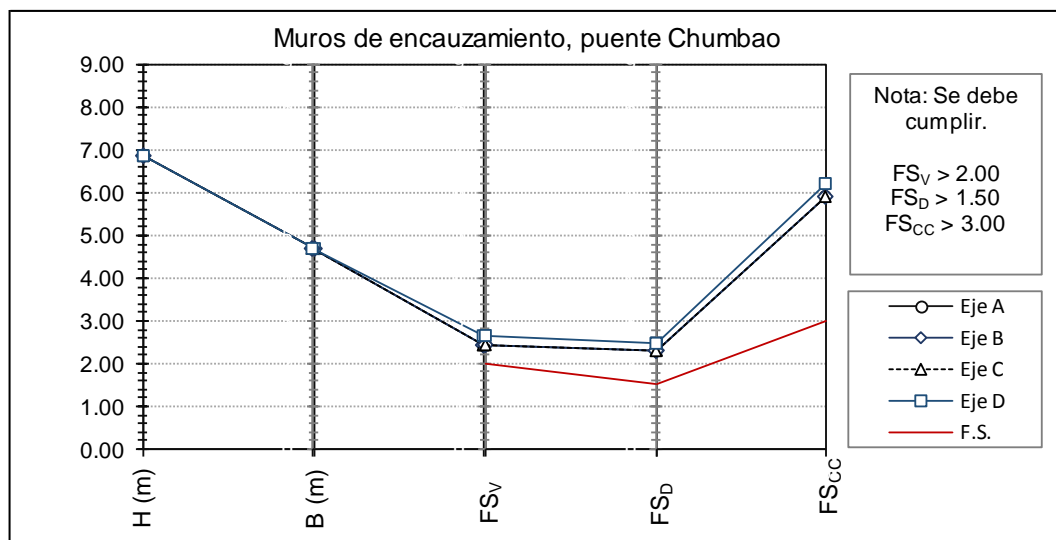


Figura N° 145. Diagrama de ejes paralelos, muros de mayores dimensiones correspondiente a cada eje, encauzamiento y protección ribera río Chumbao, puente Chumbao.

En el cuadro N° 76 se verifica que los muros de menor dimensión correspondientes a los ejes A, C y D no cumplen la estabilidad, los resultados muestran factores de seguridad por debajo del valor mínimo requerido, para dicha verificación debe ser un valor mínimo de 2.00, estos resultados coinciden con los muros cuya sobrecarga considerada es de 2.00 T/m², en el cuadro N° 77 se verifica que todos los muros cumplen con sobrepasar los valores mínimos establecidos por los diferentes factores de seguridad. Sin embargo, en ambos cuadros se verifica que los muros de menores y mayores dimensiones no cumplen con la condición de obtener un valor de excentricidad menor a la sexta parte de la base, el método empleado sugiere en dichos casos volver a hacer los cálculos con un nuevo dimensionamiento.

Hasta la actual evaluación, no se han registrado daños debido a efectos erosivos o fallas de estabilidad en el sistema de muros de encauzamiento, se verificó en campo el desempeño de las obras de protección de riberas y encauzamiento y no se ha evidenciado el deterioro de los muros debido a las crecidas, el resumen de la situación actual se presenta en las fichas técnicas FT-002a y FT-002b, mostradas en el Anexo 1. Fichas técnicas de evaluación de campo.

5.6.3. Defensas ribereñas del río Chumbao, gaviones y enrocados

Los sistemas de control de erosión del río Chumbao, consisten en la construcción de muros de gaviones y enrocados de protección, siguiendo el esquema presentado en la figura N° 146, emplazados únicamente en la margen izquierda del río, el cual es colindante con la carretera regional Ayacucho – Andahuaylas – Abancay, y su principal función es brindar protección a esta.

Margen izquierda: L = 880.00 m

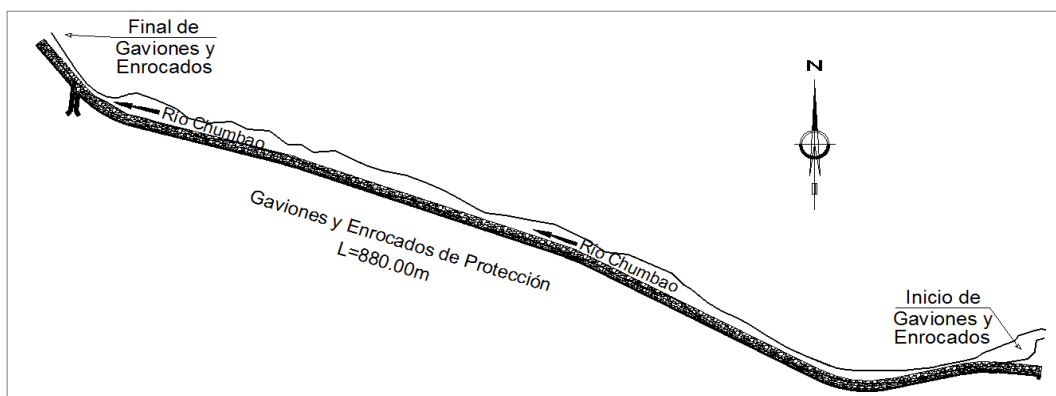


Figura N° 146. Vista en planta de la ubicación de los gaviones y enrocado de protección sobre el río Chumbao.

Cuadro N° 78. Resultados de la evaluación para el cálculo del diámetro de piedra estable, MDT E, río Chumbao.

Fuente: Elaboración propia.

	Autor para el t_c	D_{50} (MAX)	D_{50} (PROM)
Método United States Bureau of Reclamation (USBR)	Bransby- Williams	0.09 m	0.04 m
	Témez	0.10 m	0.04 m
	Kirpich	0.14 m	0.05 m
	California	0.15 m	0.05 m
	SCS	0.08 m	0.04 m
	Expediente	0.05 m	0.02 m
Método United States Army Corps of Engineers (USACE)	Bransby- Williams	0.10 m	0.04 m
	Témez	0.10 m	0.04 m
	Kirpich	0.17 m	0.05 m
	California	0.17 m	0.05 m
	SCS	0.08 m	0.03 m
	Expediente	0.05 m	0.02 m
Método de Diseño del Factor de Estabilidad (River Engineering for Highway Encroachments)	Bransby- Williams	0.68 m	0.28 m
	Témez	0.68 m	0.28 m
	Kirpich	1.01 m	0.33 m
	California	1.03 m	0.33 m
	SCS	0.56 m	0.26 m
	Expediente	0.39 m	0.17 m
Método de Estabilidad de Momentos (sin considerar las fluctuaciones de velocidad)	Bransby- Williams	0.68 m	0.28 m
	Témez	0.68 m	0.28 m
	Kirpich	1.01 m	0.33 m
	California	1.03 m	0.33 m
	SCS	0.56 m	0.26 m
	Expediente	0.39 m	0.17 m

Cuadro N° 79. Resultados de la evaluación para el cálculo del diámetro de piedra estable, MDT F, río Chumbao.

Fuente: Elaboración propia.

	Autor para el t_c	D_{50} (MAX)	D_{50} (PROM)
Método United States Bureau of Reclamation (USBR)	Bransby- Williams	0.53 m	0.20 m
	Témez	0.53 m	0.20 m
	Kirpich	0.77 m	0.30 m
	California	0.79 m	0.30 m
	SCS	0.47 m	0.17 m
	Expediente	0.27 m	0.08 m
Método United States Army Corps of Engineers (USACE)	Bransby- Williams	0.77 m	0.27 m
	Témez	0.77 m	0.27 m
	Kirpich	0.91 m	0.35 m
	California	0.93 m	0.36 m
	SCS	0.66 m	0.22 m
	Expediente	0.38 m	0.11 m
Método de Diseño del Factor de Estabilidad (River Engineering for Highway Encroachments)	Bransby- Williams	0.53 m	0.22 m
	Témez	0.53 m	0.23 m
	Kirpich	0.84 m	0.30 m
	California	0.86 m	0.31 m
	SCS	0.47 m	0.20 m
	Expediente	0.31 m	0.11 m
Método de Estabilidad de Momentos (sin considerar las fluctuaciones de velocidad)	Bransby- Williams	0.53 m	0.23 m
	Témez	0.53 m	0.23 m
	Kirpich	0.84 m	0.30 m
	California	0.86 m	0.31 m
	SCS	0.47 m	0.20 m
	Expediente	0.31 m	0.11 m

Se ejecutaron los cálculos mediante los seis métodos considerados, la finalidad fue realizar un análisis comparativo. Sin embargo, dos de los métodos mencionados en el Capítulo III. Materiales y Métodos de Control no cumplen las condiciones, por lo que no han sido incluidos en los cuadros. En el cuadro N° 78 se muestra los resultados de los cálculos realizados con el MDT E, en el cual se considera el modelamiento del cauce natural, el cuadro N° 79 muestra los resultados de los cálculos realizados con el MDT F, considerando las alteraciones geométricas producidas por el emplazamiento de los sistemas de control de erosión, se verifica la poca variación de los resultados en los cuadros N° 78 y N° 79, ambos evaluados con un factor de seguridad igual a 1.5.

De acuerdo a los resultados mostrados en el respectivo expediente se tiene:

Diámetro de piedra estable: $D_{50} = 0.36$ m

Se recomienda el uso de los métodos del Factor de Estabilidad o Estabilidad de Momentos, por generar resultados más conservadores y con menores variaciones, para el presente caso, de acuerdo al resultado del estudio hidrológico, subcapítulo 5.3.3. Subcuenca Chumbao, se sugiere el uso del diámetro de piedra estable para el resultado generado por el SCS del MDT F, es decir, $D_{50} = 0.47$ m.

5.6.4. Puente Comunchaca y gaviones

Los sistemas de control de erosión del río Chincheros y protección del Puente Comunchaca consisten en la construcción de gaviones, siguiendo el esquema presentado en la figura N° 147, la construcción de los muros básicamente consiste en dos secciones típicas en cinco diferentes ubicaciones como se muestra en la figura indicada, la longitud total de ejes de acuerdo al tipo de sección se muestra a continuación:

Gavión Tipo G-1: H = 4.00 m, L= 107.82 m

Gavión Tipo G-2: H = 5.00 m, L= 110.72 m

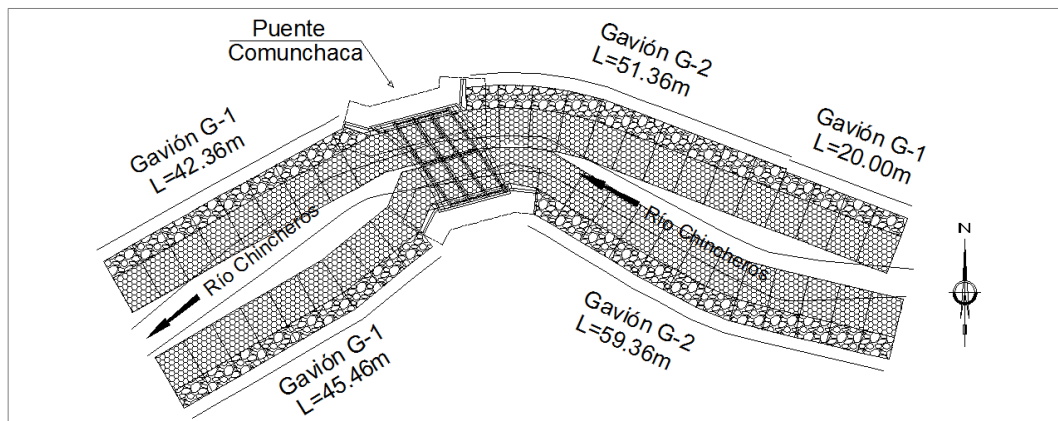


Figura N° 147. Vista en planta del puente Comunchaca y ubicación de gaviones sobre el río Chincheros.

Los gaviones no están diseñados para tener una sobrecarga adicional, por lo que se procede a evaluar la estabilidad del gavión de sección típica G-1.

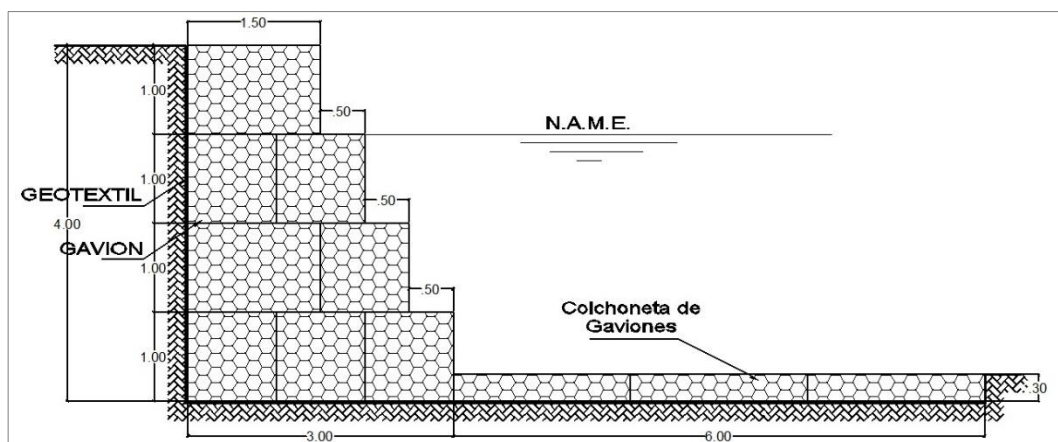


Figura N° 148. Sección típica de gavión G-1, h = 4.00 m y B = 3.00 m.

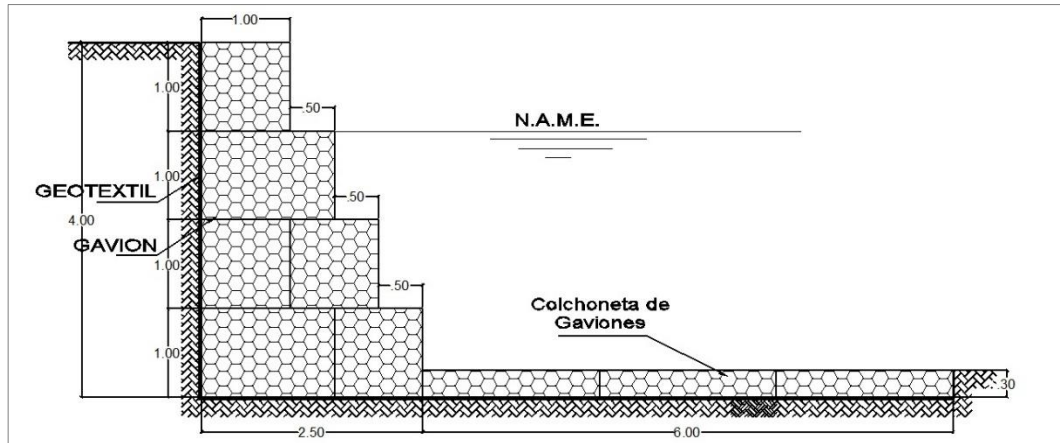


Figura N° 149. Sección propuesta de gavión, G-1A, h = 4.00 m y B = 2.50 m.

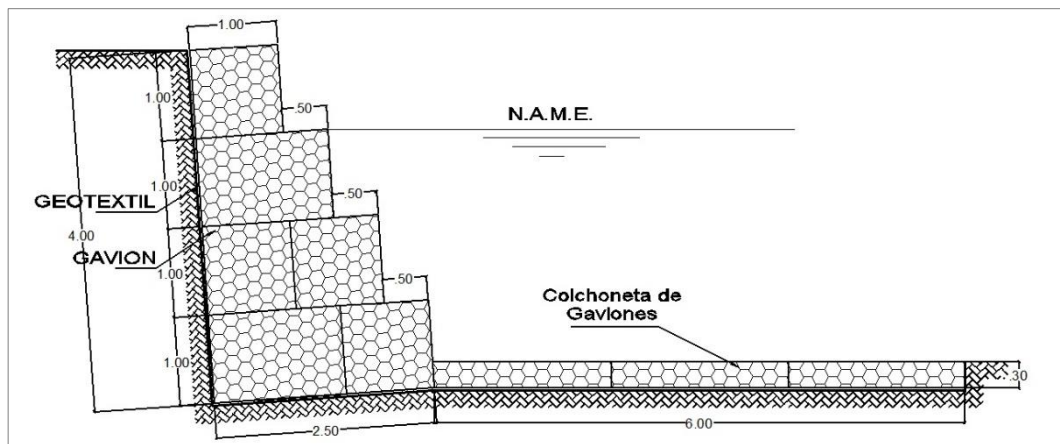


Figura N° 150. Sección propuesta de gavión, G-1B, h = 4.00 m y B = 2.50 m.

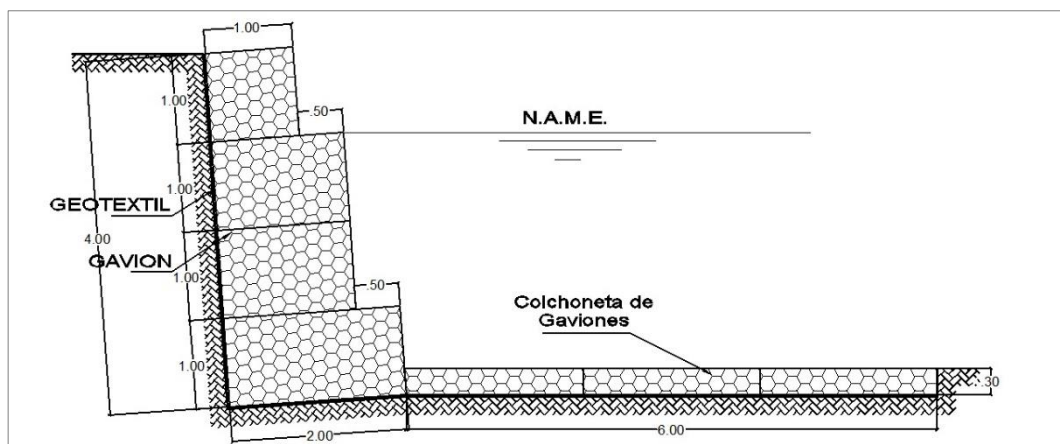


Figura N° 151. Sección propuesta de gavión, G-1C, h = 4.00 m y B = 2.00 m.

En el cuadro N° 80 se muestra el resumen de datos considerados, como altura y ancho de la base, también se muestran el resultado de los diferentes coeficientes de seguridad, donde se verifica la estabilidad del gavión de sección típica G-1, debido a que los coeficientes de seguridad sobrepasan los valores mínimos considerados por el método, se plantea como sugerencia la evaluación de otras tres secciones típicas, donde se evalúa la estabilidad con la disminución de la sección transversal, obteniendo los siguientes resultados:

- El modelo G-1A, figura N° 149, presenta un ancho superior de 1.00 m, lo que significa 2.00 m² menos de sección respecto a la sección tipo G-1, figura N° 148 cumpliendo los criterios de estabilidad.
- El modelo G-1B, figura N° 150, presenta la misma área que la sección tipo G-1A, figura N° 149. Sin embargo, se ha considerado una inclinación de 6°, no solo cumple los criterios de estabilidad, sino que se verifica un incremento en los factores de seguridad.
- El modelo G-1C, figura N° 151, presenta un ancho superior de 1.00 m, se ha modificado la sección de tal manera que presenta 3.00 m² menos de sección respecto a la sección tipo G-1, figura N° 148, además se ha considerado una inclinación de 6° y aún se verifica el cumplimiento de los factores de seguridad.

La longitud total del muro del gavión con sección típica G-1 es 107.82 m, el área de su sección transversal es 9.00 m², lo que significa el uso de 970.38 m³ de material, tomando en cuenta dichas consideraciones, se concluye que:

- Los diseños de muros gaviones de secciones típicas G-1A y G-1B, demandan de 754.74 m³ de material, 215.64 m³ menos de volumen.
- El diseño de muro gavión de sección típica G-1C, demanda de 646.92 m³ de material, 323.46 m³ menos de volumen.

Cuadro N° 80. Resultados de la evaluación del diseño de estabilidad para muros gaviones, correspondiente al Gavión Tipo G-1 h=4.00 m y variantes, río Comunchaca, puente Comunchaca.

Fuente: Elaboración propia.

Muro	h (m)	B (m)	F _t	F _d	F _c
G-1	4.00	3.00	14.35	6.01	6.70
G-1A	4.00	2.50	10.06	4.88	5.69
G-1B	4.00	2.50	11.90	15.18	9.96
G-1C	4.00	2.00	8.24	10.35	7.11

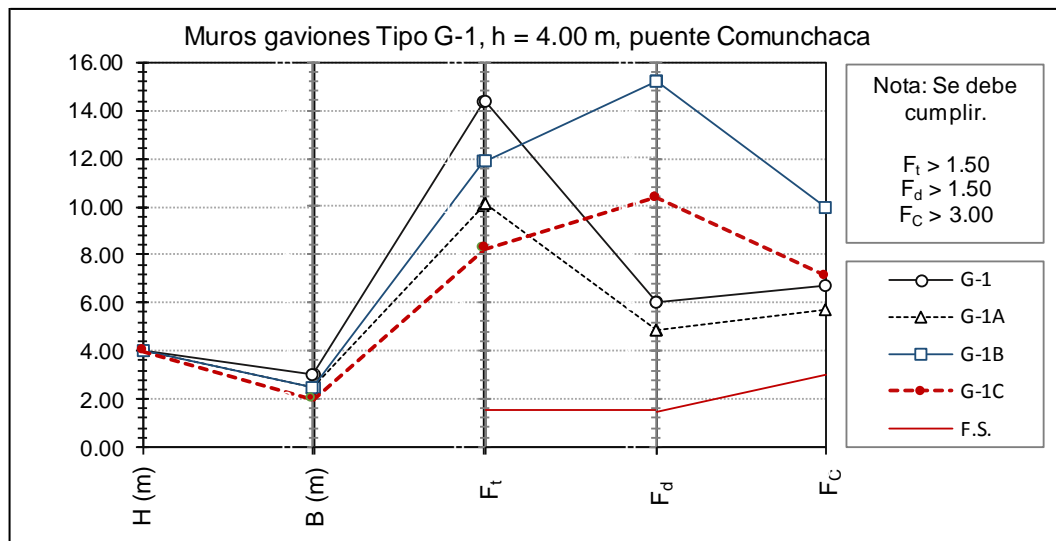


Figura N° 152. Diagrama de ejes paralelos, Gavión Tipo G-1 h = 4.00 m y variantes, río Comunchaca, puente Comunchaca.

Los gaviones no están diseñados para tener una sobrecarga adicional, por lo que se procede a evaluar la estabilidad del gavión de sección típica G-2.

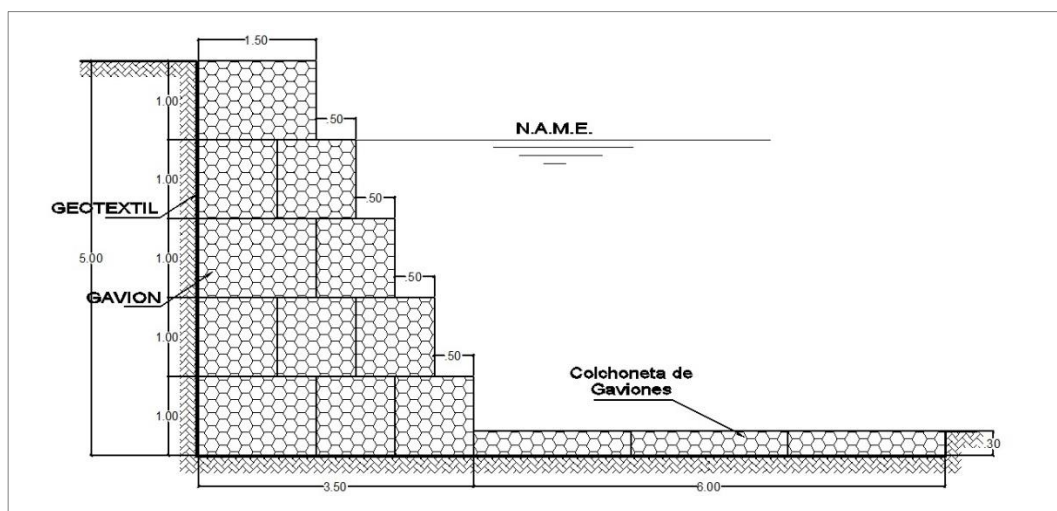


Figura N° 153. Sección típica de gavión G-2, h = 5.00 m y B = 3.50 m.

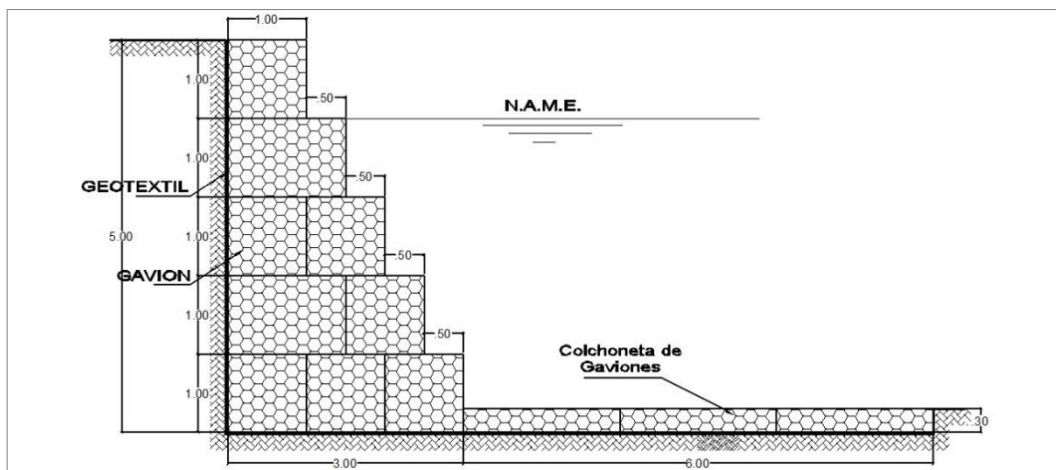


Figura N° 154. Sección propuesta de gavión, G-2D, h = 5.00 m y B = 3.00 m.

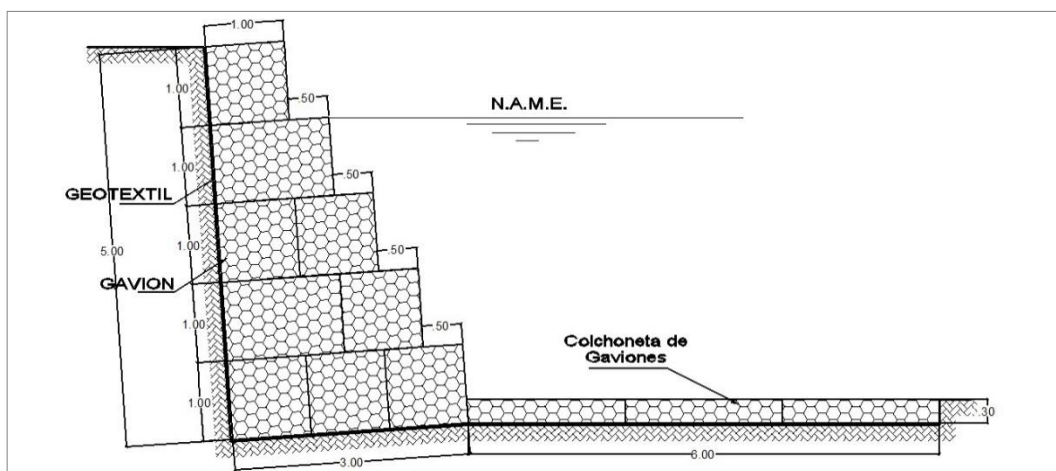


Figura N° 155. Sección propuesta de gavión, G-2E, h = 5.00 m y B = 3.00 m.

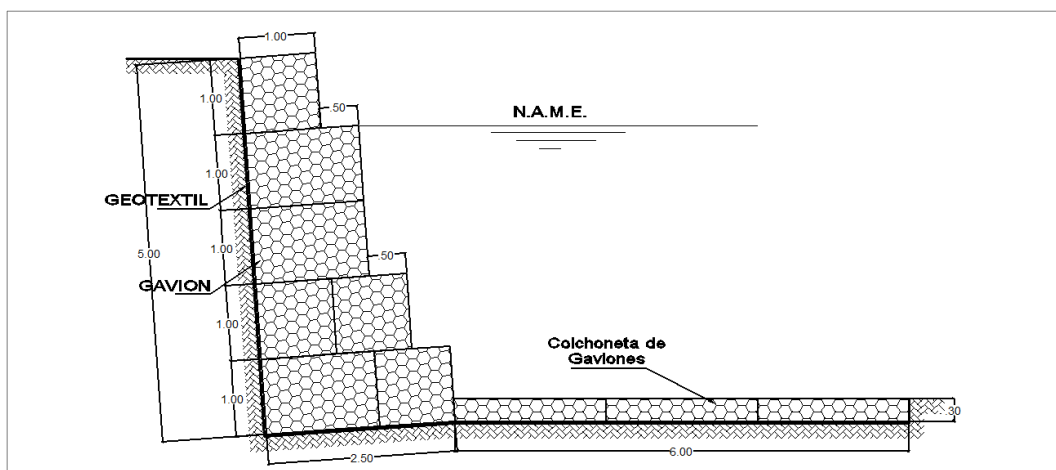


Figura N° 156. Sección propuesta de gavión, G-2F, h = 5.00 m y B = 2.50 m.

En el cuadro N° 81 se muestra el resumen de datos considerados, como altura y ancho de la base, también se muestran el resultado de los diferentes coeficientes de seguridad, donde se verifica la estabilidad del gavión de sección típica G-1, debido a que los coeficientes de seguridad sobrepasan los valores mínimos considerados por el método, se plantea como sugerencia la evaluación de otras tres secciones típicas, donde se evalúa la estabilidad con la disminución de la sección transversal, obteniendo los siguientes resultados:

- El modelo G-2D, figura N° 154, presenta un ancho superior de 1.00 m y una sección de 10.00 m², 2.50 m² menos de sección respecto a la sección tipo G-2, figura N° 153 cumpliendo los criterios de estabilidad.
- El modelo G-2E, figura N° 155, presenta la misma área que la sección tipo G-2D, figura N° 151. Sin embargo, se ha considerado una inclinación de 6°, no solo cumple los criterios de estabilidad, sino que se verifica un incremento en los factores de seguridad.
- El modelo G-2F, figura N° 156, presenta un ancho superior de 1.00 m, se ha modificado la sección de tal manera que presenta una sección de 8.50 m², 4.00 m² menos de sección respecto a la sección tipo G-2, figura N° 153, además se ha considerado una inclinación de 6° y aún se verifica el cumplimiento de los factores de seguridad.

La longitud total del muro del gavión con sección típica G-2 es 110.72 m, el área de su sección transversal es 12.50 m², lo que significa el uso de 1384.00 m³ de material, tomando en cuenta dichas consideraciones, se concluye que:

- Los diseños de muros gaviones de secciones típicas G-2D y G-2E, demandan de 1107.20 m³ de material, 276.8 m³ menos de volumen.
- El diseño de muro gavión de sección típica G-2F demanda de 941.12 m³ de material, 442.88 m³ menos de volumen.

Cuadro N° 81. Resultados de la evaluación del diseño de estabilidad para muros gaviones, correspondiente al Gavión Tipo G-2 h=5.00 m y variantes, río Comunchaca, puente Comunchaca.

Fuente: Elaboración propia.

Muro	h (m)	B (m)	F _t	F _d	F _c
G-2	5.00	3.50	7.46	3.37	8.21
G-2D	5.00	3.00	5.41	2.77	7.93
G-2E	5.00	3.00	6.81	4.73	6.24
G-2F	5.00	2.50	3.52	3.45	5.02

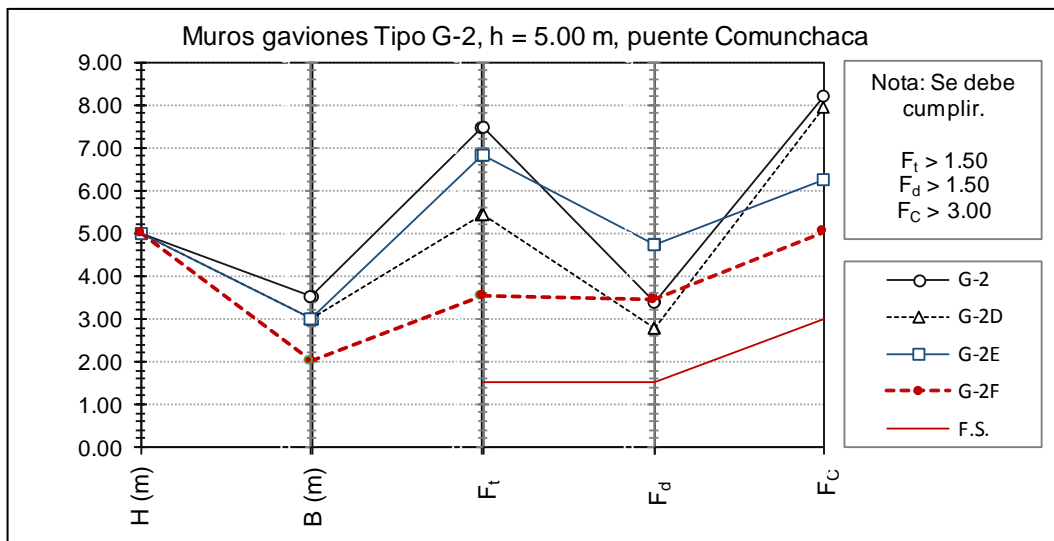


Figura N° 157. Diagrama de ejes paralelos, Gavión Tipo G-2 h=5.00 m y variantes, río Comunchaca, puente Comunchaca.

Se ejecutó el análisis del esfuerzo cortante (fuerza tractiva) para ambas márgenes con el caudal del expediente técnico y el caudal sugerido de acuerdo al estudio hidrológico del subcapítulo 5.3.4 Subcuena Chincheros, siendo el generado por Témex debido a su mejor ajuste. Los resultados de los cálculos aplicados al MDT G se muestran en la figura N° 158, donde el valor obtenido para el esfuerzo cortante crítico en la orilla es 2.25 kg/m². De acuerdo al Manual de Canalizaciones (Maccaferri, 1995), se requiere el uso de colchones, puesto que el esfuerzo cortante en las orillas es mayor al esfuerzo cortante crítico en la orilla ($\tau_m > \tau_s$).

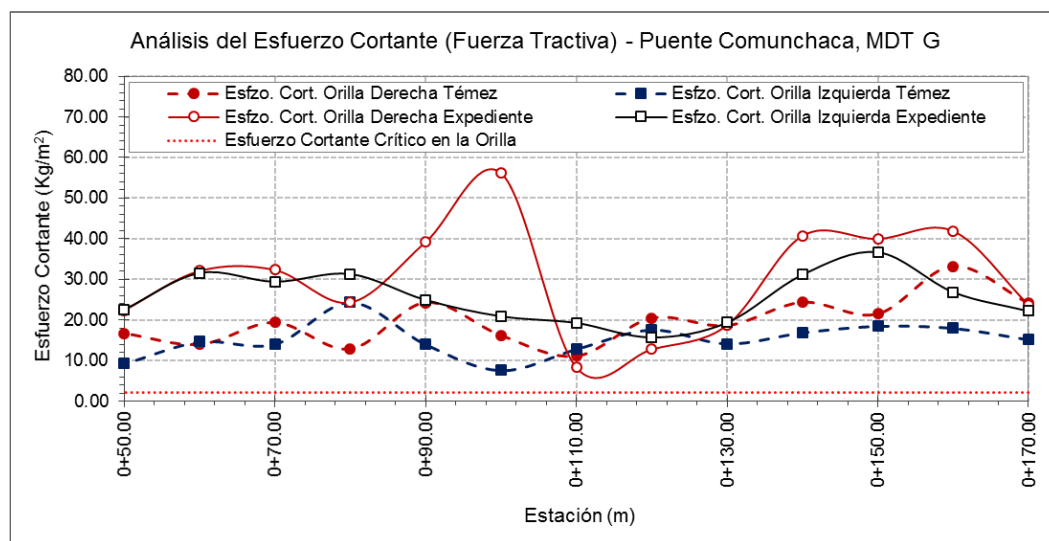


Figura N° 158. Análisis de la fuerza tractiva, puente Comunchaca, MDT G.

Notamos que los esfuerzos cortantes en ambas márgenes superan al valor crítico, se comprueba la necesidad del uso de colchones Reno, de acuerdo a los cálculos realizados, los colchones tendrán deformaciones máximas de 6.00 cm en ambas orillas, el espesor del diseño es capaz de hacer frente a la acción erosiva del flujo.

De la misma manera se realizó el análisis para el MDT H, mostrado en la figura N° 159, los cálculos revelan que para el caudal presentado en el expediente técnico, los esfuerzos cortantes en ambas orillas superan al esfuerzo cortante crítico en la mayor parte del tramo analizado, por lo que también se requiere el uso de colchones Reno, pero al considerar el caudal sugerido en el subcapítulo 5.3.3, los esfuerzos cortantes en ambas orillas no superan al esfuerzo cortante crítico en todo el tramo. Para el primer caso se calcularon deformaciones máximas de 4.00 cm en ambas orillas, mientras que para el segundo caso se obtuvo una deformación máxima de 3.00 cm en la progresiva 0+30.00. El espesor considerado en el expediente técnico, igual a 30 cm es suficiente para contrarrestar los efectos erosivos.

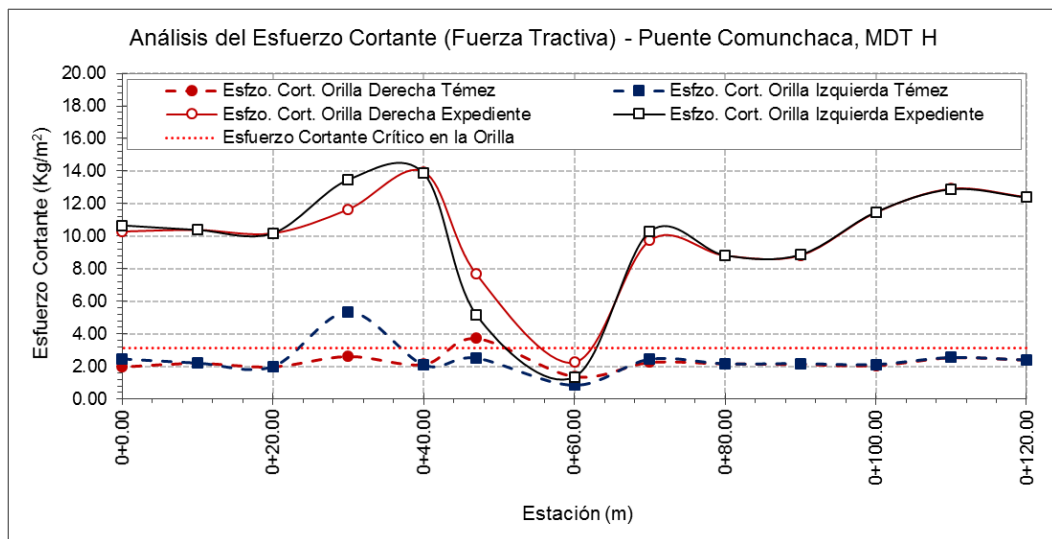


Figura N° 159. Análisis de la fuerza tractiva, puente Comunchaca, MDT H.

El sistema de control de erosión ejecutado revela un adecuado funcionamiento, no se han registrado efectos erosivos debido a la corriente, además, la estabilidad de los muros gaviones y colchones Reno no se han visto afectados, se ha mostrado diferentes consideraciones de diseño, pero además se adjunta en el las fichas técnicas FT-004a y FT-004b en el Anexo 1, donde se resume el diagnóstico de la situación actual de los sistemas de control de erosión ejecutados.

5.6.5. Puentes Pampas y enrocados de protección

Los sistemas de control de erosión del río Pampas y protección del Puente Pampas, consisten en la construcción de muros de enrocados de protección, siguiendo el esquema presentado en la figura N° 160, la construcción de los enrocados se proyectó en ambos márgenes del río, solamente aguas arriba del puente Pampas:

Margen derecha: $L = 137.00 \text{ m}$

Margen izquierda: $L = 137.00 \text{ m}$

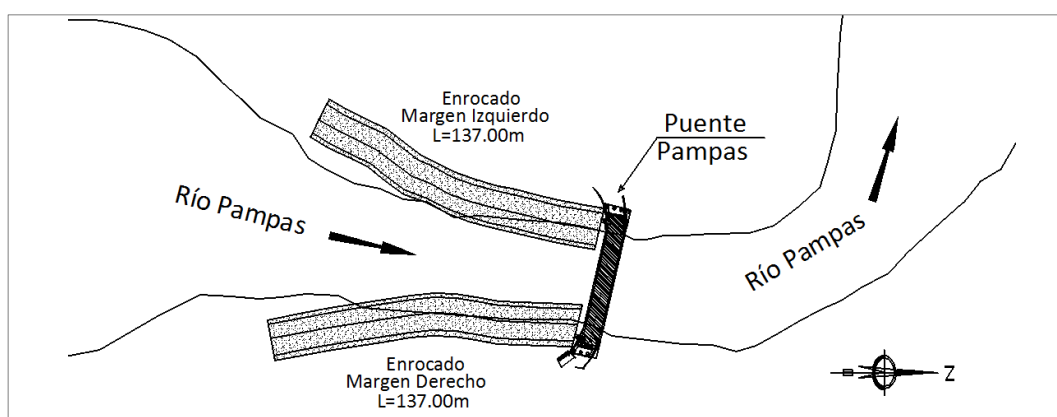


Figura N° 160. Vista en planta del puente Pampas y ubicación de enrocado de protección sobre el río Pampas.

De acuerdo a los resultados mostrados en el expediente, se tiene:

Diámetro mínimo piedra estable	:	$D_{50} = 0.30 \text{ m}$
Diámetro medio piedra estable	:	$D_{50} = 0.60 \text{ m}$
Diámetro máximo piedra estable	:	$D_{50} = 1.00 \text{ m}$

Se realizó la evaluación con todos los métodos considerados para la evaluación del diámetro de piedra estable en el Capítulo III. Materiales y Métodos de Control. Sin embargo, tres de los métodos nombrados en el referido capítulo no cumplen con las condiciones para su aplicación en el presente enrocado de protección, por tal motivo no han sido incluidos en el resumen de la evaluación.

El cuadro N° 82 se muestra los resultados de los cálculos realizados para la estimación del diámetro de piedra estable del enrocado de protección para las riberas del río Pampas, aguas arriba del puente Pampas.

Cuadro N° 82. Resultados de la evaluación para el cálculo del diámetro de piedra estable, río Pampas, puente Pampas
Fuente: Elaboración propia.

	Autor para el t_c	Margen Izquierda		Margen Derecha	
		D ₅₀ (MAX)	D ₅₀ (PROM)	D ₅₀ (MAX)	D ₅₀ (PROM)
Método American Society of Civil Engineers (ASCE)	Bransby- Williams	0.81 m	0.49 m	0.88 m	0.56 m
	Témez	0.87 m	0.51 m	0.95 m	0.60 m
	Kirpich	0.95 m	0.55 m	1.09 m	0.68 m
	California	0.98 m	0.56 m	1.12 m	0.70 m
	Expediente	1.10 m	0.60 m	1.24 m	0.77 m
Método de Diseño del Factor de Estabilidad (River Engineering for Highway Encroachments)	Bransby- Williams	0.91 m	0.52 m	0.86 m	0.57 m
	Témez	0.98 m	0.54 m	0.90 m	0.59 m
	Kirpich	0.97 m	0.53 m	0.94 m	0.60 m
	California	0.99 m	0.53 m	0.95 m	0.61 m
	Expediente	0.99 m	0.54 m	0.98 m	0.62 m
Método de Estabilidad de Momentos (sin considerar las fluctuaciones de velocidad)	Bransby- Williams	0.91 m	0.52 m	0.86 m	0.57 m
	Témez	0.98 m	0.54 m	0.90 m	0.59 m
	Kirpich	0.97 m	0.53 m	0.94 m	0.60 m
	California	0.99 m	0.53 m	0.95 m	0.61 m
	Expediente	0.99 m	0.54 m	0.98 m	0.62 m

De cuadro N° 82, se verifica la cercanía entre los resultados para los diferentes métodos propuestos; los valores más conservadores corresponden al Método de Diseño del Factor de Estabilidad y Método de Estabilidad de Momentos.

De acuerdo al análisis presentado en el subcapítulo 5.3.5, donde se justificó que el autor para el tiempo de concentración que mejor se ajusta a la cuenca de estudio, corresponde a Témez, por tal motivo se sugiere la elección del diámetro de piedra estable correspondiente a 0.98 m para la margen izquierda y 0.90 para la margen derecha, ambos resultados sin incrementos debido a razones de carácter conservador y con notable similitud al valor presentado en el expediente técnico, correspondiente a 1.00 m para el diámetro de piedra estable máximo.

El sistema de control de erosión compuesto por enrocados, no ha sufrido daños que comprometan la seguridad y estabilidad de las estructuras en ambas márgenes, las orillas no han evidenciado efectos erosivos debido a la acción de la corriente, se ha verificado en campo la situación actual de los enrocados de protección en ambas márgenes, el resumen de dicha visita se muestra en las fichas técnicas FT-005a y FT-005b, presentadas en el Anexo 1 del presente documento.

5.6.6. Puente Callebamba y gaviones

Los sistemas de control de erosión del río Chincheros y protección del Puente Callebamba consisten en la construcción de gaviones, siguiendo el esquema presentado en la figura N° 161, la construcción de los muros básicamente consiste en una sola sección típica para ambos márgenes del río, la longitud total de ejes de acuerdo al tipo de sección se muestra a continuación:

Gavión Tipo G-3, Diseño Inicial: H = 2.00 m, L= 415.38 m

Gavión Tipo G-3, Diseño Final: H = 2.00 m, L= 422.84 m

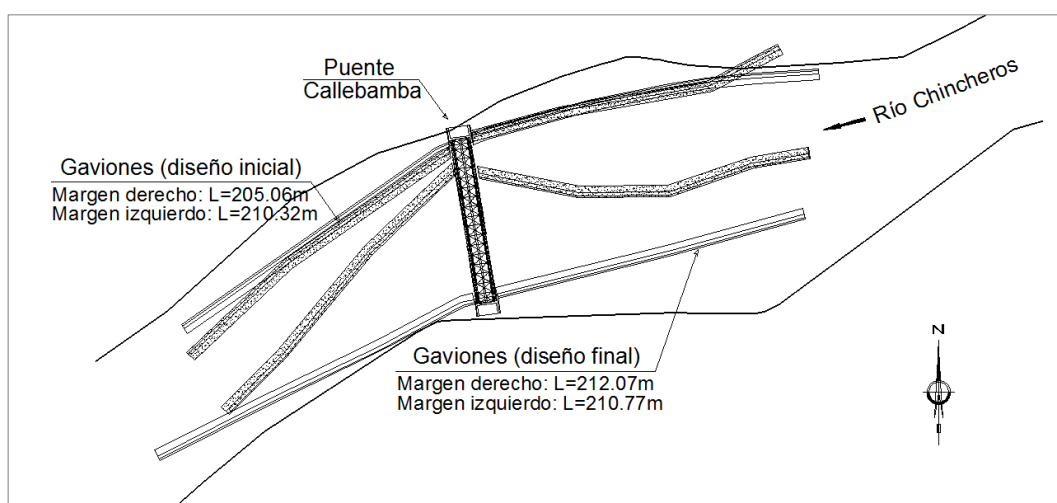


Figura N° 161. Vista en planta del puente Callebamba, ubicación de gaviones inicial y final sobre el río Chincheros.

Los gaviones no están diseñados para tener una sobrecarga adicional, por lo que se procede a evaluar la estabilidad del gavión de sección típica G-3.

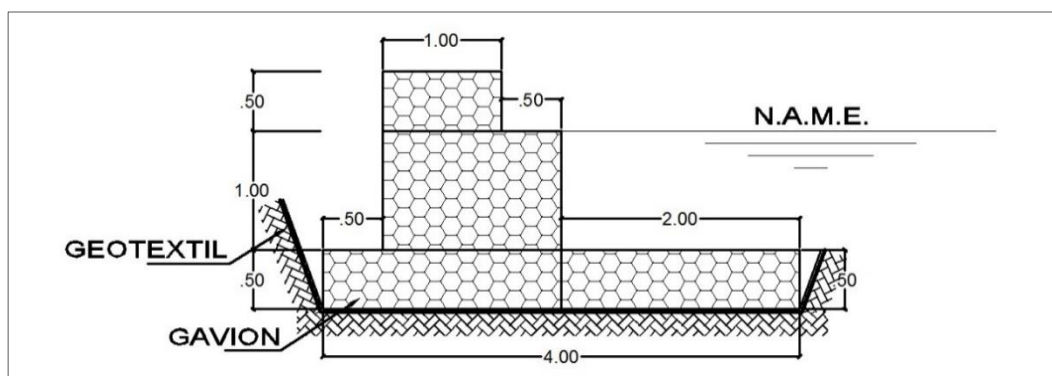


Figura N° 162. Sección típica de gavión G-3, h = 2.00 m y B = 4.00 m.

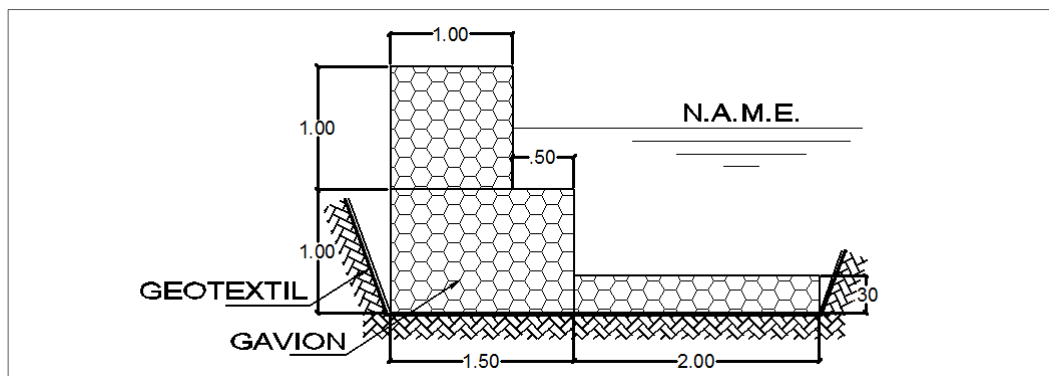


Figura N° 163. Sección propuesta de gavión, G-3G, h = 2.00 m y B = 1.50 m.

El gavión de sección típica G-3, mostrado en la figura N° 162, corresponde a la sección que se respetó durante la construcción de las defensas, el cambio de ubicación de ejes no influenció en un nuevo criterio para modificar la sección transversal, quedando las obras concluidas de acuerdo al esquema mostrado en la figura N° 161, indicado como diseño final.

Se plantea, para fines de comparación, la sección típica G-3G, en el cuadro N° 83 se puede verificar el resultado de la evaluación de estabilidad de ambas secciones, se verifican los siguientes datos:

La sección típica G-3 posee una sección transversal de 4.00 m^2 , con una longitud total en ambos márgenes de 422.84 m, lo cual representa la necesidad de 1691.36 m^3 de material.

La sección típica G-3G posee una sección transversal de 2.50 m^2 , con una longitud total en ambos márgenes de 422.84 m, lo cual representa la necesidad de 1057.10 m^3 de material, 634.26 m^3 menos que el uso de la sección típica tipo G-3.

Cuadro N° 83. Resultados de la evaluación del diseño de estabilidad para muros gaviones, correspondiente al Gavión Tipo G-3 H=2.00 m y variantes, río Chincheros, puente Callebamba.

Fuente: Elaboración propia.

Muro	h (m)	B (m)	F_t	F_d	F_c
G-1	2.00	4.00	15.00	9.22	13.87
G-1G	2.00	1.50	11.19	4.13	4.20

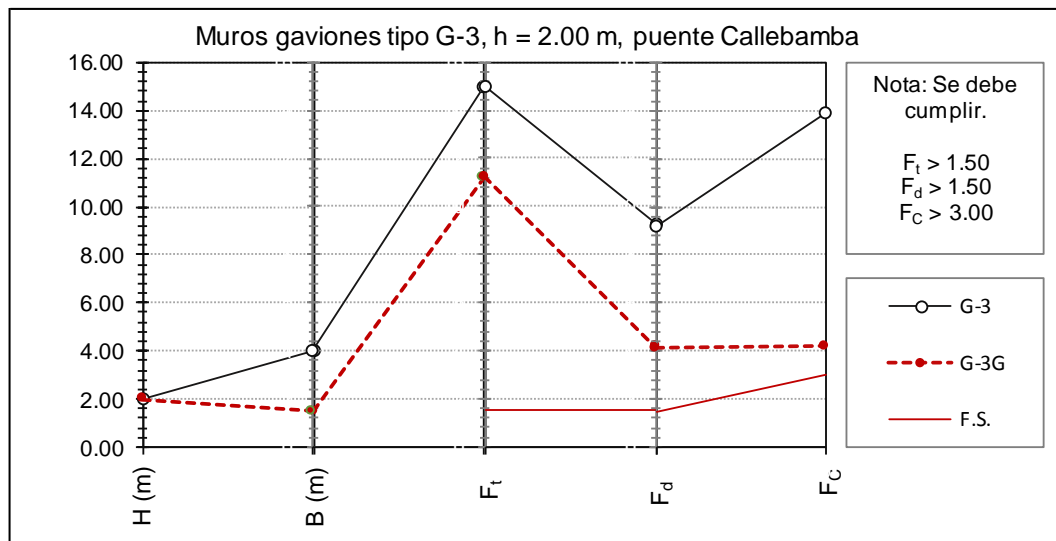


Figura N° 164. Diagrama de ejes paralelos, Gavión Tipo G-3, h = 2.00 m y variantes, río Chincheros, puente Callebamba.

Se desarrolló el análisis del esfuerzo cortante (fuerza tractiva) para ambas márgenes, para este procedimiento se empleó el caudal indicado en el expediente técnico y el caudal sugerido en el subcapítulo 5.3.6 Subcuenca Chincheros, puente Callebamba, donde se estimó que el caudal de mejor ajuste para la subcuenca corresponde al SCS. Conforme a la evaluación ejecutada para todas las secciones donde se emplazan los gaviones, se exponen en la figura N° 165 los resultados de los cálculos aplicados al MDT J, se obtuvo el valor de 3.15 kg/m² para el esfuerzo cortante crítico en la orilla. Se menciona en el Manual de Canalizaciones (Maccaferri, 1995), si el esfuerzo cortante en la orilla es mayor al esfuerzo cortante crítico en la orilla ($\tau_m > \tau_s$), se debe hacer uso de colchones Reno.

En la figura N° 165 observamos que el valor del esfuerzo cortante crítico en la orilla es excedido únicamente en la progresiva 0+70.00 de la orilla izquierda, esto para el caudal considerado de acuerdo al subcapítulo 5.3.6, correspondiente al SCS, esto se justifica debido al considerable ancho del río en su cauce natural, el cual fue alterado debido a la instalación de las defensas ribereñas compuestas por gaviones. Debido a que no se cumple la condición de $\tau_m > \tau_s$, además que la deformación en la progresiva señalada es despreciable, el espesor de 0.50 m diseño es suficiente para enfrentar las acciones erosivas del flujo.

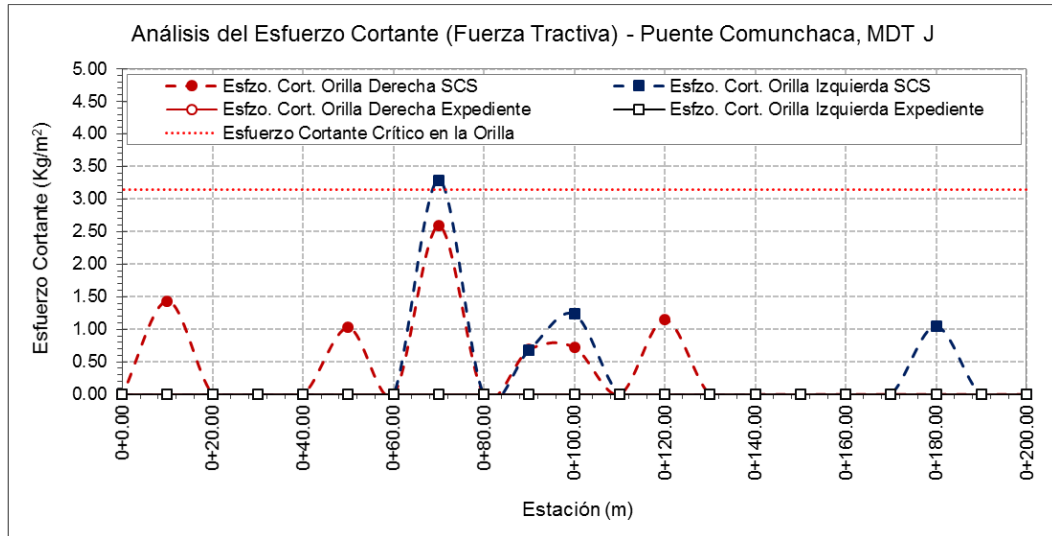


Figura N° 165. Análisis de la fuerza tractiva, puente Callebamba, MDT J.

Se aplicó el mismo análisis para el MDT K, expuesto en la figura N° 166, los resultados muestran que los esfuerzos cortantes en las dos orillas sobrepasan en el tramo aguas abajo de la progresiva 0+90.00, donde se ubica el puente, al esfuerzo cortante crítico, igual a 3.15 kg/m². Se calcularon deformaciones máximas de 3.00 cm en ambas orillas para el caudal presentado en el expediente técnico y 4 cm para el caudal sugerido en el subcapítulo 5.3.6, correspondiente al SCS, resultados mayores respecto al MDT J debido al estrechamiento de la sección en las zonas próximas al puente, Sin embargo, el espesor considerado de 30 cm en el diseño es suficiente para afrontar los efectos erosivos del flujo.

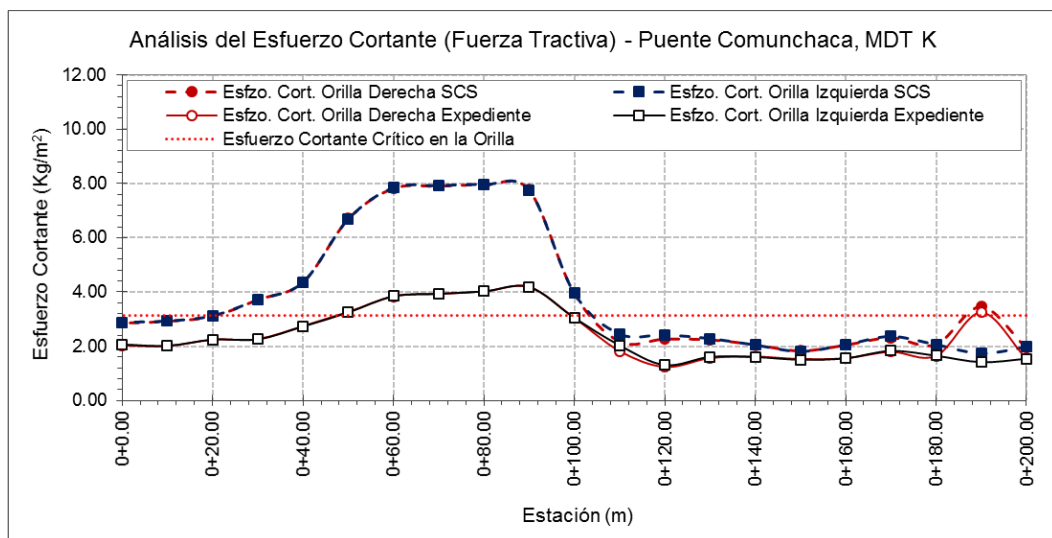


Figura N° 166. Análisis de la fuerza tractiva, puente Callebamba, MDT K.

De la misma manera se realizó el análisis para el MDT L, expuesto en la figura N° 167, los resultados muestran que los esfuerzos cortantes en las dos orillas sobrepasan al esfuerzo cortante crítico en diferentes partes del tramo estudiado, se calculó deformaciones máximas de 4.00 cm y 3.00 cm en las orillas para los caudales presentados en el expediente técnico y el sugerido en el subcapítulo 5.3.6, respectivamente, resultados mayores respecto al MDT J. Es necesario reiterar que el MDT L, que corresponde a la geometría actual del cauce, ha tenido un ligero estrechamiento de las secciones respecto al cauce original mostrado a través del MDT J; en la progresiva 0+095.00, correspondiente al puente. Sin embargo, el espesor estimado de 0.30 m en el diseño de la sección tipo G-3G, es suficiente para no arriesgar el material de fondo a los efectos erosivos de la corriente.

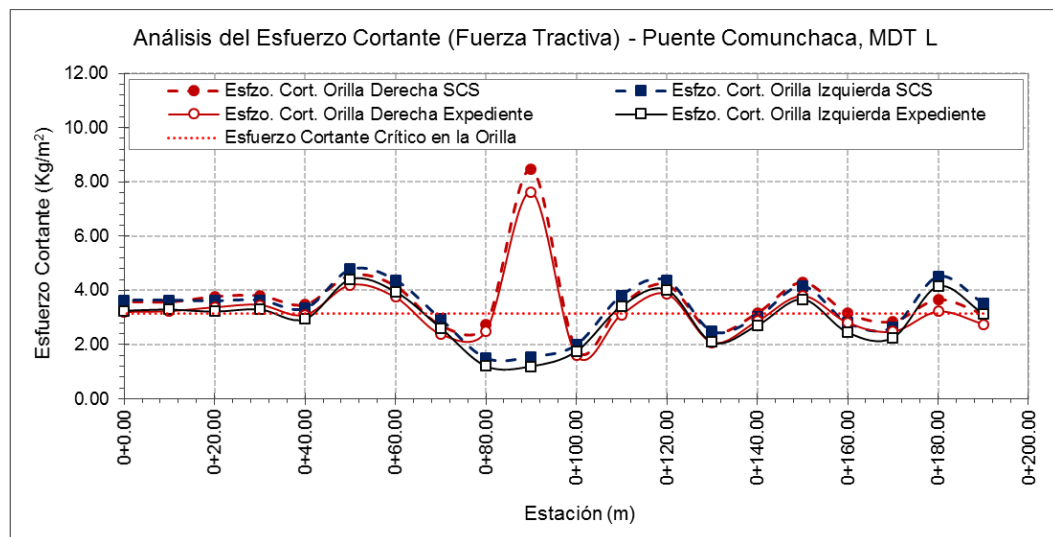


Figura N° 167. Análisis de la fuerza tractiva, puente Callebamba, MDT L.

Es necesario reiterar que el MDT K corresponde al proyecto de protección de riberas del trazo inicial, dicho trazo geométrico no se ejecutó porque fue sustituido por el trazo correspondiente al MDT L, se realizó una verificación del funcionamiento del sistema de control de erosión ejecutado en la respectiva zona, no se ha evidenciado el deterioro ni colapso de las estructuras debido a afectos erosivos de la corriente, el sistema de control de erosión ha mantenido un adecuado comportamiento frente a las crecidas de los años en funcionamiento, el resumen de la evaluación y situación actual de los gaviones se muestran en las fichas técnicas FT-006a y FT-006b, en el Anexo 1 en el presente documento.

CONCLUSIONES

El conocimiento de los métodos de cálculo que forman parte de un estudio hidrológico e hidráulico son determinantes para la etapa final de diseño de los diferentes sistemas de control de erosión. Conocer cabalmente la importancia de cada parámetro y demás consideraciones de determinada metodología es crucial para tener la certeza de estar haciendo frente al problema, los errores u omisiones conllevan a defectuosos estudios finales, lo cual puede significar la desestimación de resultados, o en caso contrario la sobreestimación, siendo este último caso una acción voluntaria por criterios y otros aspectos conservadores. Sin embargo, es importante establecer límites para no incurrir en el sobredimensionamiento de la estructura, que afecte o incremente significativamente el costo del proyecto.

- Las condiciones locales afectan de manera significativa el diseño de las defensas ribereñas, los datos de campo como marcas de agua, registros históricos de datos meteorológicos, adecuadas bases gráficas, uso de suelos, caracterización de la cuenca, geomorfología fluvial y características del cauce, entre otros, forman parte de una evaluación general y su conocimiento dependen las consideraciones de gran importancia que finalmente serán usadas en diferentes metodologías de cálculo empleadas en los campos hidrológico e hidráulico.
- Se realizó la visita de campo a las diferentes obras de protección, con la finalidad de verificar su estabilidad y evaluar físicamente su eficacia. No se registraron daños causados debido a las avenidas de los últimos años, es importante resaltar que dichos eventos aún no se asemejan a los caudales de diseño. Sin embargo, se ha verificado notables alteraciones en las riberas y cauces debido a actividades humanas. Estas ponen en riesgo no solo la estabilidad de los sistemas de control de erosión sino también estructuras importantes como puentes y bocatomas en zonas cercanas.
- Se realizó al análisis de la precipitación, de acuerdo al anexo 2, los años de funcionamiento de las defensas ribereñas, corresponden a años secos y húmedos, los caudales pico de estos años son bastante menores respecto a los caudales de diseño, es probable que dichos valores hayan

sido sobreestimados. El número de curva es un parámetro sensible a generar grandes variaciones en el caudal de diseño, por lo que se requiere mayor estudio o calibración de estos resultados mediante el uso de datos de aforos en los ríos de la cuenca del río Pampas.

- De las subcuencas estudiadas en el subcapítulo 5.3 Estudio Hidrológico, se ha verificado que la subcuenca del río Chumbao tiene un mejor ajuste al emplear la fórmula del SCS para estimar el tiempo de concentración, la subcuenca del río Pampas presenta mejor ajuste con la fórmula de Témez, y del mismo modo la subcuenca del río Chincheros, al emplear las fórmulas de Bransby-Williams, Témez o del SCS; notamos que estas fórmulas no son empleadas para generar resultados conservadores. Se verifica un mejor ajuste para las fórmulas que generan resultados moderados.
- En el modelamiento hidráulico se analizó el comportamiento del tirante normal, velocidad media y número de Froude, se verifica que los modelos digitales de terreno de cauce natural (MDT A, C, E, G, H y J), tienden a mostrar un comportamiento aleatorio, esto es debido a la irregularidad de las secciones transversales. Sin embargo, los modelos con cauces alterados (MDT B, D, F, I, K y L), al tener secciones más uniformes debido al encauzamiento, generan resultados cuyo comportamiento se asemeja a una envolvente, lo cual facilita el estudio en un tramo específico.
- Los expedientes técnicos solo consideran el modelamiento hidráulico con los cauces naturales, pero es importante analizar el emplazamiento de las diferentes defensas ribereñas, puesto que modificarán los resultados originales, esto debido al cambio de las secciones transversales y nuevas rugosidades propias de los materiales empleados, por lo que es necesario realizar el modelamiento hidráulico con estas alteraciones. No obstante, los sistemas de control de erosión han respondido adecuadamente en cada caso estudiado hasta la fecha de su evaluación en campo.
- Del estudio de la socavación general, al comparar los modelos digitales de terreno natural con su respectivo modelo con la geometría alterada debido al emplazamiento de las defensas ribereñas, se confirma una notable

variación entre los resultados, se reitera la importancia del estudio de modelos digitales que incluyan las modificaciones en la geometría del cauce. De la evaluación en campo, se identificó leves profundidades de socavación en los cauces principales y con mínima presencia en las orillas, no está en riesgo la estabilidad de las diferentes defensas ribereñas, excepto para el tramo donde se ubican los enrocados del río Chumbao, pero esto debido a factores antropogénicos.

- Del estudio de enrocados se concluye que el Método del Diseño del Factor de Estabilidad y el Método de Estabilidad de Momentos, generan resultados conservadores, consistentes y que no difieren demasiado de los resultados indicados en los expedientes técnicos, por lo que se sugiere su uso para las zonas estudiadas, debido que el diseño ha cumplido adecuadamente su propósito en campo hasta el momento, sin evidencias físicas de deterioro o posibles riesgos de estabilidad.
- Del estudio de los muros de contención y encauzamiento, en los tramos donde se ubican los puentes Pochccota y Chumbao, se verifica el cumplimiento de las condiciones para los factores de seguridad de diseño, en algunos casos no se ha considerado la sobrecarga vehicular, por lo que no se cumple la condición de excentricidad, de acuerdo a la sugerencia del autor Das, Braja M. (2001), si no se cumple esta condición, se debe rediseñar la estructura. Sin embargo, de acuerdo a las observaciones de campo, se verifica el adecuado funcionamiento de los muros y no se ha evidenciado problemas de estabilidad ni efectos erosivos perjudiciales.
- De la evaluación de los gaviones, se concluye que el diseño satisface las condiciones de estabilidad y socavación. Sin embargo, se demuestra, de acuerdo a los esquemas de secciones alternativas, la posibilidad de generar soluciones de mayor eficiencia, se optimizaron modificando la geometría e incorporando un parámetro de rotación al diseño.
- De manera general, los sistemas de control de erosión han funcionado adecuadamente resistiendo a las avenidas durante los años húmedos y secos, por lo que los diferentes diseños han respondido correctamente.

RECOMENDACIONES

- Respecto a la conclusión N° 3, se recomienda revisar los fundamentos teóricos de cada fórmula para el tiempo de concentración, debido a que cada método ha sido desarrollado bajo específicas características físicas de la cuenca y meteorológicas, además, cada método tiene sus limitaciones. Es incorrecto usar de manera persistente la fórmula de Kirpich debido a sus altos resultados para el caudal de diseños debido a criterios conservadores, es necesario recalcar que este método fue usado en cuencas agrícolas de tamaño medio y de apreciable pendiente. Es importante investigar cada metodología para poder establecer las similitudes con la cuenca analizada.
- De acuerdo a la conclusión N° 5, se recomienda analizar el modelo digital de terreno del cauce natural, con fines referenciales de cálculo. Sin embargo, es importante confirmar estos resultados mediante el modelamiento de un nuevo modelo digital de terreno, donde se registren las diferentes modificaciones a la geometría del cauce y demás consideraciones respectivas.
- Se recomienda a la Autoridad Nacional del Agua corregir el Capítulo 7 del estudio denominado “Evaluación de Recursos Hídricos Superficiales en la Cuenca del Río Pampas”, donde el modelo hidrológico presenta valores equivocados en el cuadro N° 7.18 (cuadro N° 24 en el presente trabajo de investigación), las pendientes consideradas, expresadas en %, muestran elevados valores, lo cual genera mayores escorrentías, se realizó los cálculos hidrológicos con metodologías similares y se obtuvo los resultados mostrados en el cuadro N° 30.
- Se recomienda la adecuada instrumentación de estaciones en la cuenca del río Pampas. Es imprescindible poseer registros automáticos de aforos para diferentes cuencas, con el objetivo de realizar una adecuada calibración y mejores ajustes de los números de curva durante el estudio hidrológico, de esta manera se optimizará el diseño.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. ANA (2010). "Evaluación de Recursos Hídricos Superficiales en la Cuenca del Río Pampas", Lima.
2. ANA. (2013). "Evaluación de los Recursos Hídricos en Cabecera de las Subcuencas de las Provincias de Andahuaylas y Chincheros", Andahuaylas.
3. Aparicio Mijares, F. J. (1989). "Fundamentos de Hidrología de Superficie". Editorial Limusa S.A. México D.F.
4. Botero Gutiérrez A. y Vélez Upegui, J. J. (2010). "Estimación del Tiempo de Concentración y Tiempo de Rezago en la Cuenca Experimental Urbana de la Quebrada San Luis, Manizales", Manizales.
5. Brown, S. y Clyde E. (1989). "Design of Riprap Revetment", HEC 11, US Department of Transportation, Federal Highway Administration.
6. Campaña Toro, R. (2010) "Apuntes de Clase del Curso: Transporte de Sedimentos". Unidad de Posgrado de la Universidad Nacional de Ingeniería. Lima.
7. Casafranca Medina, J. (2005). "Control de Erosión de Riberas Mediante Enrocados en el Manejo de Cuencas", Tesis para Optar el Grado de Maestro con Mención en Ingeniería Hidráulica. Universidad Nacional de Ingeniería, Lima.
8. Ccarhuas Ruiz, Y. y Huisa Gonzales, R. (2018). "Optimización del Drenaje Pluvial en el Casco Urbano del Distrito de Tamburco–Abancay, 2018". Tesis para Optar el Título Profesional de Ingeniero Civil, Universidad Tecnológica de los Andes, Apurímac.
9. Cerda Canelo, D. (2012). "Investigación, evaluación y análisis de ingeniería forense sobre el colapso del Puente Reque durante la presencia del Fenómeno del Niño del año 1998 y medidas de mitigación para afianzar su estabilidad", Tesis para Optar el Grado de Maestro con Mención en Ingeniería Hidráulica. Universidad Nacional de Ingeniería, Lima.
10. Chow, V. T., Maidment, D. R. y Mays, L. M. (1994). "Hidrología Aplicada". McGraw Hill. Bogotá.
11. Consorcio Abancay Sur (2009). "Estudio Definitivo para la Rehabilitación y Mejoramiento de la Carretera Ayacucho - Abancay, Tramo: km 98+800 - km 154+000".

12. Consorcio Los Andes (2009). "Estudio Definitivo para el Mejoramiento y Rehabilitación de la Carretera: Ayacucho-Abancay, Tramo: km 154+000 – km 210+000".
13. Das, Braja M. (2010). "Fundamentos de Ingeniería Geotécnica". Thomson Learning. México D.F.
14. De Almeida Barros, P. L. (2008). "Manual Técnico de Obras de Contención", Maccaferri, Sao Paulo.
15. Fatorelli, S. y Fernandez, P. (2011). "Diseño Hidrológico". Water Assessment & Advisory Global Network, Zaragoza.
16. HOB Consultores S.A. (2013). "Estudio Definitivo de la Rehabilitación y Mejoramiento Carretera: Andahuaylas – Pampachiri – Negromayo. Tramo: Andahuaylas – Huancabamba".
17. HOB Consultores S.A. (2009). "Estudio Definitivo para la Rehabilitación y Mejoramiento de la Carretera Ayacucho – Abancay; Tramo: Andahuaylas (km 210+000 – km. 256+500)".
18. IILA – UNI - SENAMHI. (1983). "Estudio de la Hidrología del Perú". Lima.
19. INDECI. (2007). "Compendio Estadístico de Prevención y Atención de Desastres 2007", Lima.
20. Kuroiwa Zevallos, J. M. (2017). "Apuntes de Clase del Curso: Hidrología e Hidráulica en Vías de Transporte". Unidad de Posgrado de la Universidad Nacional de Ingeniería. Lima.
21. NRCS. (2007). "Technical Supplement 14C, Stone Sizing Criteria National Engineering Handbook", Natural Resources Conservation Service, United States Department of Agriculture. Washington D.C.
22. Martín Vide, J. P. (2003). Ingeniería de Ríos, Grupo Editor Alfaomega. Barcelona.
23. MTC. (2011). "Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje", Ministerio de Transportes y Comunicaciones. Lima.
24. Municipalidad Provincial de Chincheros, Apurímac. Sub Gerencia de Infraestructura (2015). "Creación de Puente Carrozable en el Camino Vecinal de Callebamba - Santa Fe del Distrito de Chincheros, Provincia de Chincheros – Apurímac".
25. NRCS. (2010). National Engineering Handbook, Hydrology. United States Department of Agriculture. Washington D.C.

26. Ibañez Asensio, S., Moreno Ramón, H. y Gisbert Blanquer, J. (2011). "Morfología de las Cuencas Hidrográficas". Universidad Politécnica de Valencia. Valencia.
27. Juárez Badillo, E. y Rico Rodríguez, A. (1974). "Mecánica de Suelos Tomo III: Flujo de Agua en Suelos". Editorial Limusa. México D.F.
28. Richardson E., Simons D. y Lagasse P. (2001). River Engineering for Highway Encroachments. National Highway Institute. Federal Highway Administration. U.S. Department of Transportation. Washington D.C.
29. Rocha Felices, A. (1998). Introducción a la Hidráulica Fluvial, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima.
30. Rocha Felices, A. (2010) "Introducción a la Hidráulica de las Obras Viales", Fondo Editorial ICG, Lima.
31. Rodríguez Huanca, P. (2012) "Análisis y Comportamiento de la Precipitación Máxima Diaria (PMD) como Variable Hidrológica, en la Sub – Región Centro Oeste de Sudamérica", Tesis para Optar el Título Profesional de Ingeniero Civil, Universidad Nacional del Altiplano, Puno.
32. Rodríguez Díaz, H. (2010) "Hidráulica Fluvial, Fundamentos y Aplicaciones, Socavación", Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería, Bogotá.
33. Suárez Díaz, J. (2001) "Control de Erosión en Zonas Tropicales", División Editorial y de Publicaciones Universidad Industrial de Santander.
34. Témez Peláez, J. R. (2003). "Facetas del Cálculo Hidrometeorológico y Estadístico de Máximos Caudales", Revista de Obras Públicas. Madrid.
35. Torvisco Ingenieros Contratistas Generales E.I.R.L. (2015). "Construcción de Defensa Ribereña de la Margen Derecha del Rio Pampas y Tributarios entre las Localidades de San Cristóbal y Ahuayro, Distritos de Huaccana y Chincheros, Provincia de Chichneros, Region de Apurimac"
36. Trau, W. y Gutierrez Yrigoyen, R. (1979). "Análisis Regional de la Avenidas en los Ríos del Perú". Cooperación Energética Peruano-Alemana. Lima.
37. Zubiaur Alejos, M. A. (2011). "Apuntes de Clase del Curso: Hidrología General". Universidad Nacional de Ingeniería. Lima.

ANEXO

Anexo 1. Fichas técnicas de evaluación de campo

Debido a la necesidad de realizar un análisis comparativo entre los caudales estimados a partir de los modelos hidrológicos y caudales de eventos reales registrados, se procedió a realizar mediciones de marcas de agua ante la carencia de registros de caudales validados por alguna institución, con el empleo de los modelos digitales de terreno mostrados en el presente trabajo de investigación y las lecturas de marcas de aguas máximas representativas, se procedió a estimar el valor de los diferentes caudales, también se realizó una verificación del estado actual de los sistemas de control de erosión en relación a los efectos erosivos y actividades humanas que pudieran alterar su eficacia.

Los sistemas de control de erosión que han sido evaluados se encuentran ubicados dentro de la cuenca del río Pampas, localizándose en las provincias de Andahuaylas y Chincheros, departamento de Apurímac, por lo que para tener una mejor concordancia entre los resultados generados, se muestra el histograma del parámetro precipitación máxima en 24 horas para la estación Curahuasi, ubicada en Apurímac.

A continuación, se muestran las fichas técnicas de evaluación de campo, correspondiente a todos los sistemas de control de erosión considerados en el presente trabajo de investigación.

Danny Max Huamán Guerrero	FICHA TÉCNICA DE EVALUACIÓN DE CAMPO	Cód.: FT-001a Fecha: 10/09/19
------------------------------	---	----------------------------------

Información General del Puente

Proyecto:	"Estudio Definitivo de la Rehabilitación y Mejoramiento Carretera: Andahuaylas - Pampachiri - Negromayo. Tramo: Andahuaylas - Huancabamba"	
Nombre:	Puente Pochccota	
Ubicación:	Andahuaylas / Andahuaylas / Apurímac	
Coordenadas:	UTM Este: 674982.8209	Norte: 8489460.5474

Descripción General		Dimensiones	
Progresiva:	km 00+043.50	Longitud:	25.00 m
Función:	Conducción y drenaje	Ancho:	18.00 m

Imágenes del proceso de verificación y lectura de medidas en campo



Imagen N° 1. Vista aguas arriba del puente Pochccota.

Descripción: Es posible apreciar claramente la socavación general de aprox. 50 cm, que inicia en la margen izquierda con dirección a la margen derecha, en la parte inferior derecha de la imagen podemos apreciar el antiguo nivel del cauce, donde también es posible verificar la presencia de material orgánico y vegetación.



Imagen N° 2. Vista aguas abajo del puente Pochccota.

Descripción: Se verifica la ocurrencia de socavación en la margen izquierda de aproximadamente 80 cm, podemos apreciar que la mayor parte del cauce se encuentra cubierto por material transportado que consta de cantos rodados, material granular y material orgánico que ha originado el crecimiento de vegetación.



Imagen N° 3. Lectura de niveles en marcas de agua, puente Pochccota.

Descripción: Se realizó la lectura del nivel de las marcas de agua encontradas en el muro, junto al estribo derecho aguas arriba. En esta zona se evidencia una menor alteración de las marcas debido a la presencia de acumulación de materiales transportados, la profundidad medida desde la corona del muro es 3.22 m.

Danny Max Huamán Guerrero	FICHA TECNICA DE EVALUACIÓN DE CAMPO	Cód.: FT-001b
		Fecha: 10/09/19

Registro Histórico de la Precipitación Máxima en 24 Horas, Estación Curahuasi.

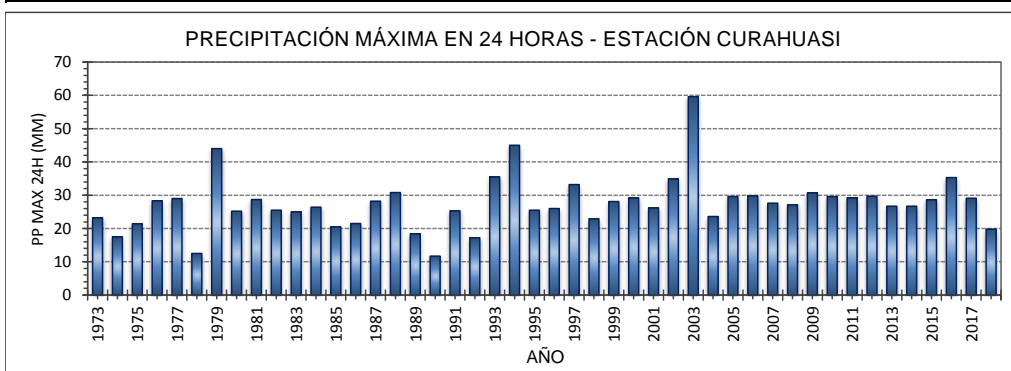


Imagen N° 4. Precipitación Máxima en 24 Horas, Estación Curahuasi, Apurímac.

Comentario: De acuerdo al histograma de precipitación máxima en 24 horas, para el periodo [1973-2018], información publicada por la Universidad Tecnológica de los Andes, en la tesis denominada "Optimización del Drenaje Pluvial en el Casco Urbano del Distrito de Tamburco – Abancay, 2018", el promedio es igual a 27.60 mm. Con el objetivo de estudiar las precipitaciones durante los años de servicio, en el Anexo 2. Caracterización de años secos y húmedos, se ha determinado el tipo de año para el periodo indicado.

Modelo hidráulico generado con la lectura de la marca de agua registrada

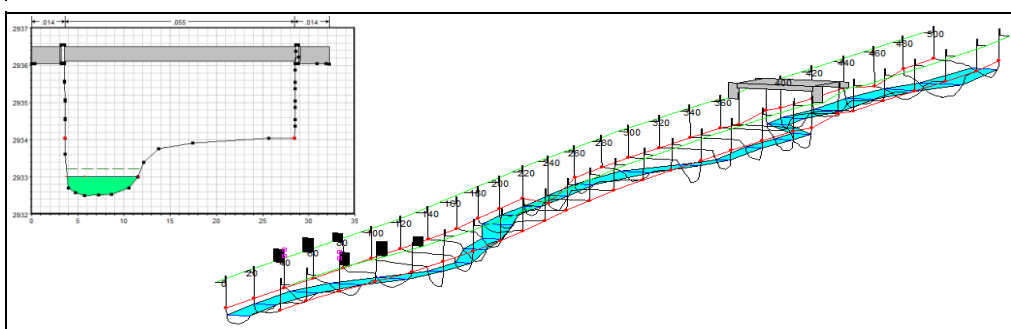


Imagen N° 5. Modelo hidráulico generado, puente Pochccota.

Descripción: Con la lectura tomada de la marca de agua representativa y cercana al puente, se procedió a ejecutar el programa HEC-RAS 4.1.0, con la finalidad de generar el valor del caudal que dio origen a la marca de agua registrada en la progresiva 0+400.00 m, los resultados del modelamiento se muestran a continuación:

Resultados obtenidos del modelo hidráulico generado

Caudal: $Q = 6.32 \text{ m}^3/\text{s}$	Radio Hidráulico: $R = 0.63 \text{ m}$
Cota Fondo: $Z_f = 2932.50 \text{ msnm}$	Ancho Superficial: $T_s = 8.23 \text{ m}$
Cota Superficial: $Z_s = 2933.32 \text{ msnm}$	Velocidad Media: $V = 1.14 \text{ m/s}$
Área: $A = 5.52 \text{ m}^2$	Tirante Crítico: $Y_c = 0.51 \text{ m}$
Tirante Hidráulico: $Y = 0.67 \text{ m}$	Número de Froude: $Fr = 0.45$

Comentarios finales de la evaluación de campo y modelamiento hidráulico

Comentarios:

- Se ha observado que el cauce ha sufrido alteraciones en su forma, generando meandros, también se ha podido verificar que el río Chumbao transporta material orgánico procedente de las zonas más altas de la cuenca que conforma el río, material que es depositado debido a la pérdida de capacidad de transporte.
- De acuerdo a los resultados registrados en el expediente, se tiene valores de caudal equivalentes a: $Q_{175} = 89.08 \text{ m}^3/\text{s}$, $Q_{200} = 91.61 \text{ m}^3/\text{s}$ y $Q_{500} = 124.48 \text{ m}^3/\text{s}$, el valor generado por la marca de agua de mayor nivel equivale a $Q = 6.32 \text{ m}^3/\text{s}$, correspondiente a un periodo de retorno de 2.79 años, de acuerdo a los cálculos realizados en el subcapítulo 5.3 Estudio Hidrológico.
- El resultado del caudal alcanzado mediante el modelamiento hidráulico de acuerdo a la marca de agua medida en campo, demuestra la ausencia de avenidas de gran magnitud capaces de poner en riesgo la seguridad del puente Chumbao o los sistemas de control de erosión de riberas.

Danny Max Huamán Guerrero	FICHA TÉCNICA DE EVALUACIÓN DE CAMPO	Cód.: FT-002a Fecha: 10/09/19
------------------------------	---	----------------------------------

Información General del Puente

Proyecto:	"Estudio Definitivo para la Rehabilitación y Mejoramiento de la Carretera Ayacucho – Abancay; tramo: Ayacucho (km 210+000) – km 256+500"		
Nombre:	Puente Chumbao		
Ubicación:	Andahuaylas / Andahuaylas / Apurímac		
Coordenadas:	UTM	Este: 673721.56	Norte: 8489327.39

Descripción General		Dimensiones	
Progresiva:	km 251+527.14	Longitud:	20.00 m
Función:	Conducción y drenaje	Ancho:	12.00 m

Imágenes del proceso de verificación y lectura de medidas en campo



Imagen N° 1. Vista aguas arriba del puente Chumbao.

Descripción: En la imagen se aprecia la vista aguas arriba del puente Chumbao, donde se puede verificar el cauce natural en la zona central y margen derecho, zonas con presencia de vegetación, además se puede notar que el agua fluye por la margen izquierda, donde se registra niveles de socavación de 70 cm aprox.



Imagen N° 2. Vista aguas abajo del puente Chumbao.

Descripción: Se puede distinguir la presencia de abundante vegetación presente en la zona central y margen derecha del cauce, también es posible verificar la presencia de socavación en la margen izquierda del cauce de aproximadamente 70 cm, zona adyacente al muro de encauzamiento.



Imagen N° 3. Lectura de niveles en marcas de agua, puente Chumbao.

Descripción: Se efectuó la lectura del nivel de las marcas de agua halladas en el muro de encauzamiento, junto al estribo izquierdo aguas abajo, esta franja muestra una menor variación de las marcas debido a la ausencia de acumulación de materiales, la profundidad medida desde la corona del muro es 3.87 m.

Danny Max Huamán Guerrero	FICHA TECNICA DE EVALUACIÓN DE CAMPO	Cód.: FT-002b Fecha: 10/09/19
------------------------------	---	----------------------------------

Registro Histórico de la Precipitación Máxima en 24 Horas, Estación Curahuasi.

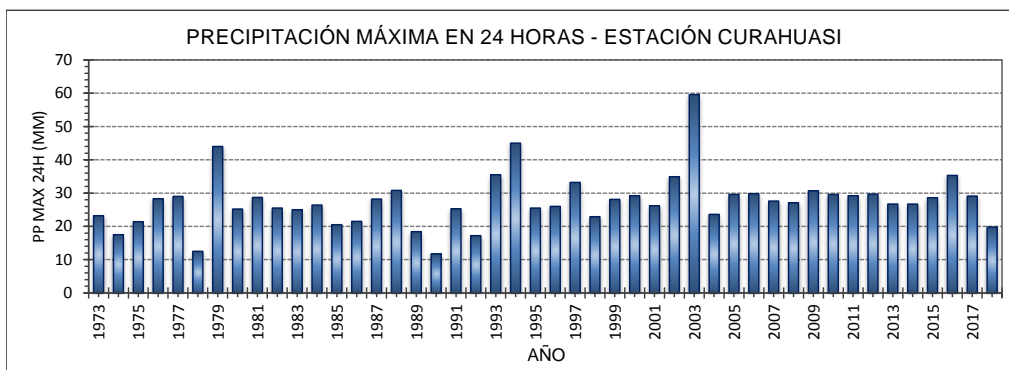


Imagen N° 4. Precipitación Máxima en 24 Horas, Estación Curahuasi, Apurímac.

Comentario: De acuerdo al histograma de precipitación máxima en 24 horas, para el periodo [1973-2018], información publicada por la Universidad Tecnológica de los Andes, en la tesis denominada "Optimización del Drenaje Pluvial en el Casco Urbano del Distrito de Tamburco – Abancay, 2018", el promedio es igual a 27.60 mm. Con el objetivo de estudiar las precipitaciones durante los años de servicio, en el Anexo 2. Caracterización de años secos y húmedos, se ha determinado el tipo de año para el periodo indicado.

Modelo hidráulico generado con la lectura de la marca de agua registrada

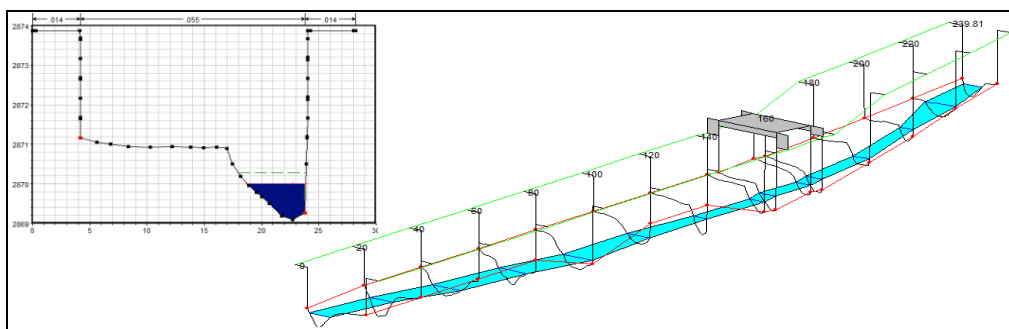


Imagen N° 5. Modelo hidráulico generado, puente Chumbao.

Descripción: Con la lectura tomada de la marca de agua representativa y cercana al puente, se procedió a ejecutar el programa HEC-RAS 4.1.0, con la finalidad de generar el valor del caudal que dio origen a la marca de agua registrada en la progresiva 0+140.00 m, los resultados del modelamiento se muestran a continuación:

Resultados obtenidos del modelo hidráulico generado

Caudal: $Q = 6.88 \text{ m}^3/\text{s}$	Radio Hidráulico: $R = 0.49 \text{ m}$
Cota Fondo: $Z_f = 2869.10 \text{ msnm}$	Ancho Superficial: $T_s = 5.15 \text{ m}$
Cota Superficial: $Z_s = 2870.00 \text{ msnm}$	Velocidad Media: $V = 2.37 \text{ m/s}$
Área: $A = 2.91 \text{ m}^2$	Tirante Crítico: $Y_c = 0.90 \text{ m}$
Tirante Hidráulico: $Y = 0.57 \text{ m}$	Número de Froude: $Fr = 1.00$

Comentarios finales de la evaluación de campo y modelamiento hidráulico

Comentarios:

- Es notable las alteraciones que ha sufrido el cauce, generando meandros, también se ha podido verificar que el río Chumbao traslada material orgánico originario de las regiones más altas de la cuenca hidrográfica, este material es depositado debido a la pérdida de capacidad de transporte.
- De acuerdo a los resultados registrados en el expediente, se tiene valores de caudal equivalentes a: $Q_{100} = 64.12 \text{ m}^3/\text{s}$ y $Q_{500} = 104.798 \text{ m}^3/\text{s}$, el valor generado por la marca de agua de mayor nivel equivale a $Q = 6.88 \text{ m}^3/\text{s}$, correspondiente a un periodo de retorno de 7.63 años, de acuerdo a los cálculos realizados en el subcapítulo 5.3 Estudio Hidrológico.
- El resultado del el caudal generado en base a la marca de agua medida en campo, evidencia que durante los últimos años no se han registrado avenidas de gran magnitud capaces de poner en riesgo la estabilidad del puente Chumbao o los sistema de control de erosión de riberas.

Danny Max Huamán Guerrero	FICHA TÉCNICA DE EVALUACIÓN DE CAMPO	Cód.: FT-003a Fecha: 10/09/19
---------------------------	---	----------------------------------

Información General de las Defensas Ribereñas

Proyecto:	"Estudio Definitivo para la Rehabilitación y Mejoramiento de la Carretera Ayacucho – Abancay; tramo: Ayacucho (km 210+000) – km 256+500"	
Nombre:	Defensas ribereñas, gaviones y enrocados en el río Chumbao	
Ubicación:	Andahuaylas / Andahuaylas / Apurímac	
Coordenadas:	UTM Este: 670690.20	Norte: 8489295.71

Descripción General		Dimensiones	
Progresiva:	km 247+900.00	Longitud:	Variable
Función:	Defensas ribereñas	Ancho:	Variable

Imágenes del proceso de verificación y lectura de medidas en campo



Imagen N° 1. Vista aguas arriba de la progresiva 0+240.00 del eje del río.

Descripción: Es posible apreciar la cantidad de desmonte en las riberas del río Chumbao. Este hecho ha ocasionado una disminución en la sección del río. Además, se ha forzado al río a tener un recorrido más recto impidiendo su libre movimiento, generando una mayor pendiente, por ende mayores velocidades y socavación.



Imagen N° 2. Vista aguas abajo de la progresiva 0+240.00 del eje del río.

Descripción: El panorama aguas abajo de la referida progresiva del eje del río es más impactante. Las actividades humanas han generado mayores alteraciones en el cauce, en esta zona existe la presencia de chancadoras que continuamente extraen material del fondo sin medidas de control.



Imagen N° 3. Vista general aguas abajo desde la progresiva 0+600.00 del eje del río.

Descripción: En la zona referida no se han verificado efectos erosivos que pongan en riesgo la estabilidad de las defensas ribereñas. El río mantiene material de fondo sin la presencia de actividades extractivas y las riberas no han sufrido alteraciones debido a rellenos realizados por la población para incrementar el área de sus terrenos.

Danny Max Huamán Guerrero	FICHA TECNICA DE EVALUACIÓN DE CAMPO	Cód.: FT-003b Fecha: 10/09/19
---------------------------	---	----------------------------------

Registro Histórico de la Precipitación Máxima en 24 Horas, Estación Curahuasi.

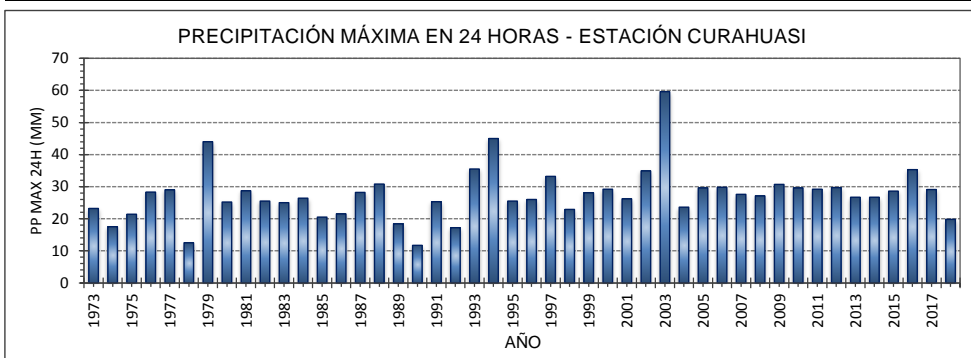


Imagen N° 4. Precipitación Máxima en 24 Horas, Estación Curahuasi, Apurímac.

Comentario: De acuerdo al histograma de precipitación máxima en 24 horas, para el periodo [1973-2018], información publicada por la Universidad Tecnológica de los Andes, en la tesis denominada "Optimización del Drenaje Pluvial en el Casco Urbano del Distrito de Tamburco – Abancay, 2018", el promedio es igual a 27.60 mm. Con el objetivo de estudiar las precipitaciones durante los años de servicio, en el Anexo 2. Caracterización de años secos y húmedos, se ha determinado el tipo de año para el periodo indicado.

Modelo hidráulico generado con la lectura de la marca de agua registrada

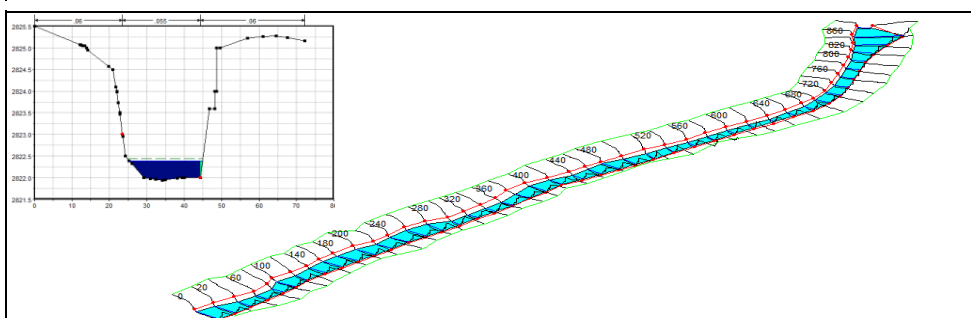


Imagen N° 5. Modelo hidráulico generado, defensas ribereñas río Chumbao.

Descripción: Con la lectura tomada de la marca de agua en el puente Chumbao, se procedió a ejecutar el programa HEC-RAS 4.1.0, con este dato se procedió a calcular los parámetros hidráulicos en la sección cuya progresiva 0+600.00 m, los resultados del modelamiento se muestran a continuación:

Resultados obtenidos del modelo hidráulico generado

Caudal: $Q = 6.88 \text{ m}^3/\text{s}$	Radio Hidráulico: $R = 0.43 \text{ m}$
Cota Fondo: $Z_f = 2827.40 \text{ msnm}$	Ancho Superficial: $T_s = 10.27 \text{ m}$
Cota Superficial: $Z_s = 2827.90 \text{ msnm}$	Velocidad Media: $V = 1.56 \text{ m/s}$
Área: $A = 4.50 \text{ m}^2$	Tirante Crítico: $Y_c = 0.42 \text{ m}$
Tirante Hidráulico: $Y = 0.44 \text{ m}$	Número de Froude: $Fr = 0.74$

Comentarios finales de la evaluación de campo y modelamiento hidráulico

Comentarios:

- De acuerdo a los resultados registrados en el expediente, se tiene valores de caudal equivalentes a: $Q_{100} = 64.12 \text{ m}^3/\text{s}$ y $Q_{500} = 104.798 \text{ m}^3/\text{s}$, el valor generado por la marca de agua de mayor nivel en el puente Chumbao, que sirvió para el estudio de las referidas defensas, equivale a $Q = 6.88 \text{ m}^3$ correspondiente a un periodo de retorno de 7.63 años, de acuerdo a los cálculos realizados en el subcapítulo 5.3 Estudio Hidrológico.
- Se verificó que el enrocado está compuesto por material de diferente gradación, encontrándose diámetros promedio de 40 cm, hasta 50 cm.
- Las alteraciones en el cauce se han registrado a partir de la progresiva 0+480.00 en dirección aguas abajo, estos cambios en el cauce se deben a actividades antropogénicas como la extracción del material de fondo sin fiscalización de las autoridades y la disminución de la sección del río debido a desmontes para incrementar el área de los terrenos adyacentes, estas actividades han causado mayores daños que los efectos erosivos producidos por flujos en temporadas de avenidas. Los efectos vistos en el cauce se deben a la falta de compromiso y conciencia social, acciones sin el debido control han puesto en riesgo las defensas ribereñas debido a los valores de socavación que irán en continuo incremento si no se toman medidas preventivas y correctivas.

Danny Max Huamán Guerrero	FICHA TÉCNICA DE EVALUACIÓN DE CAMPO	Cód.: FT-004a Fecha: 10/09/19
------------------------------	---	----------------------------------

Información General del Puente

Proyecto:	“Estudio Definitivo para el Mejoramiento y Rehabilitación de la Carretera: Ayacucho-Abancay, Tramo: km 154+000 – km 210+000”
Nombre:	Puente Comunchaca
Ubicación:	Chincheros / Chincheros / Apurímac
Coordenadas:	UTM Este: 640713.96 Norte: 8505071.17

Descripción General	Dimensiones
Progresiva: km 158-519.00	Longitud: 15.00 m
Función: Conducción y drenaje	Ancho: 12.00 m

Imágenes del proceso de verificación y lectura de medidas en campo



Imagen N° 1. Vista aguas arriba del puente Comunchaca.

Descripción: En la imagen se aprecia el panorama aguas arriba del puente Comunchaca, donde se puede observar el flujo por la zona central, extendiéndose poco antes de su ingreso al puente, existe presencia de vegetación, registrándose niveles moderados de socavación debido a la acción natural del agua en el cauce.



Imagen N° 2. Vista aguas abajo del puente Comunchaca.

Descripción: Aguas abajo del puente Comunchaca se puede observar la presencia de abundante vegetación con predominante crecimiento en el margen izquierdo, existe presencia de socavación. Sin embargo, se consideran leves debido a que no se verifica la exposición de las colchones de gaviones.



Imagen N° 3. Lectura de niveles en marcas de agua, puente Comunchaca.

Descripción: El flujo en el tramo considerado es irregular, por lo que no es posible encontrar marcas representativas en los gaviones, se tomó las marcas registradas en la salida del estribo derecho, la profundidad medida desde la corona del estribo es 5.90 m. El diámetro medio de la piedra es 15 cm aprox.

Danny Max Huamán Guerrero	FICHA TECNICA DE EVALUACIÓN DE CAMPO	Cód.: FT-004b
		Fecha: 10/09/19

Registro Histórico de la Precipitación Máxima en 24 Horas, Estación Curahuasi.

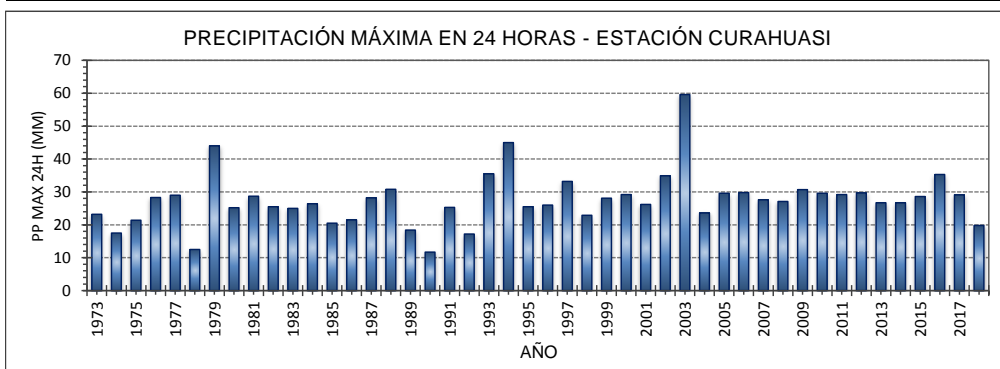


Imagen N° 4. Precipitación Máxima en 24 Horas, Estación Curahuasi, Apurímac.

Comentario: De acuerdo al histograma de precipitación máxima en 24 horas, para el periodo [1973-2018], información publicada por la Universidad Tecnológica de los Andes, en la tesis denominada "Optimización del Drenaje Pluvial en el Casco Urbano del Distrito de Tamburco – Abancay, 2018", el promedio es igual a 27.60 mm. Con el objetivo de estudiar las precipitaciones durante los años de servicio, en el Anexo 2. Caracterización de años secos y húmedos, se ha determinado el tipo de año para el periodo indicado.

Modelo hidráulico generado con la lectura de la marca de agua registrada

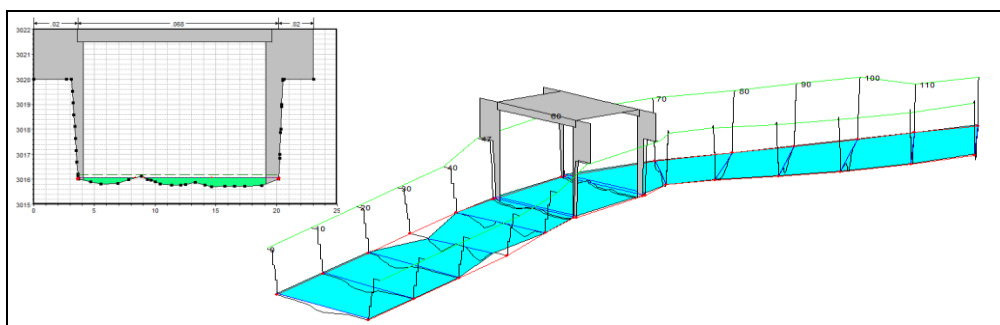


Imagen N° 5. Modelo hidráulico generado, puente Comunchaca.

Descripción: Con la lectura tomada de la marca de agua representativa en la salida del estribo derecho, se ejecutó el programa HEC-RAS 4.1.0, con la finalidad de generar el valor del caudal que dio origen a la marca de agua registrada en la progresiva 0+047.00 m, los resultados se muestran a continuación:

Resultados obtenidos del modelo hidráulico generado

Caudal: $Q = 5.50 \text{ m}^3/\text{s}$	Radio Hidráulico: $R = 0.24 \text{ m}$
Cota Fondo: $Z_f = 3014.90 \text{ msnm}$	Ancho Superficial: $T_s = 16.56 \text{ m}$
Cota Superficial: $Z_s = 3015.30 \text{ msnm}$	Velocidad Media: $V = 1.36 \text{ m/s}$
Área: $A = 4.05 \text{ m}^2$	Tirante Crítico: $Y_c = 0.38 \text{ m}$
Tirante Hidráulico: $Y = 0.24 \text{ m}$	Número de Froude: $Fr = 0.87$

Comentarios finales de la evaluación de campo y modelamiento hidráulico

Comentarios:

- De acuerdo a la visita realizada al puente Comunchaca, se pudo verificar el correcto estado del puente y las defensas ribereñas que consiste en muros gaviones, no se evidencia el deterioro de las mallas, se verifica una variada gradación del relleno, el diámetro promedio es de 15 cm, existe presencia moderada de socavación en el cauce principal, pero no ha causado efectos negativos ya que el río sigue un curso natural en su movimiento
- De acuerdo a los resultados registrados en el expediente, se tiene valores de caudal equivalentes a: $Q_{100} = 146.00 \text{ m}^3/\text{s}$ y $Q_{500} = 153.00 \text{ m}^3/\text{s}$, el valor generado por la marca de agua de mayor nivel equivale a $Q = 5.50 \text{ m}^3/\text{s}$, correspondiente a un periodo de retorno de 5.82 años, de acuerdo a los cálculos realizados en el subcapítulo 5.3 Estudio Hidrológico, del presente documento.
- De acuerdo al resultado del caudal generado en base a la marca de agua medida en el estribo derecho del puente, se puede asegurar que las estructuras no han sido sometidas a un proceso erosivo de magnitud considerable capaz de poner en riesgo la estabilidad, por lo que se debe continuar evaluando la eficacia de dicho sistema de control de erosión.

Danny Max Huamán Guerrero	FICHA TÉCNICA DE EVALUACIÓN DE CAMPO	Cód.: FT-005a Fecha: 10/09/19
------------------------------	---	----------------------------------

Información General del Puente

Proyecto:	"Estudio Definitivo para la Rehabilitación y Mejoramiento de la Carretera Ayacucho - Abancay, Tramo: km 98+800 - km 154+000"	
Nombre:	Puente Pampas	
Ubicación:	Chincheros / Chincheros / Apurímac	
Coordenadas:	UTM Este: 626892.81 Norte: 8514542.66	

Descripción General		Dimensiones	
Progresiva:	km 125+500.00	Longitud:	60.00 m
Función:	Drenaje	Ancho:	9.00 m

Imágenes del proceso de verificación y lectura de medidas en campo



Imagen N° 1. Vista aguas arriba y estribo derecho Pampas.

Descripción: En la imagen se observa el estribo y margen izquierda del puente Pampas. El puente está emplazado sobre material altamente resistente que constituye un estrechamiento natural en la sección donde se localiza el puente, se aprecia la estabilidad de las defensas compuestas de enrocados.



Imagen N° 2. Vista aguas abajo y estribo izquierdo Pampas.

Descripción: La imagen muestra la situación de los enrocados de protección aguas arriba del estribo derecho. No se ha comprobado la existencia de socavación y los sistemas de control de erosión se mantienen estables sin la presencia de marcas que indiquen grandes avenidas que arriesgaran su estabilidad.



Imagen N° 3. Vista general desde aguas abajo, puente Pampas.

Descripción: El tramo considerado muestra un estrechamiento natural. En esta zona se emplaza el puente Pampas, por lo que ya se había estudiado el efecto de una curva de remanso en las secciones inmediatas aguas arriba, la profundidad medida desde la corona del estribo derecho a la marca de agua es 14.40 m.

Danny Max Huamán Guerrero	FICHA TECNICA DE EVALUACIÓN DE CAMPO	Cód.: FT-005b
		Fecha: 10/09/19

Registro Histórico de la Precipitación Máxima en 24 Horas, Estación Curahuasi.

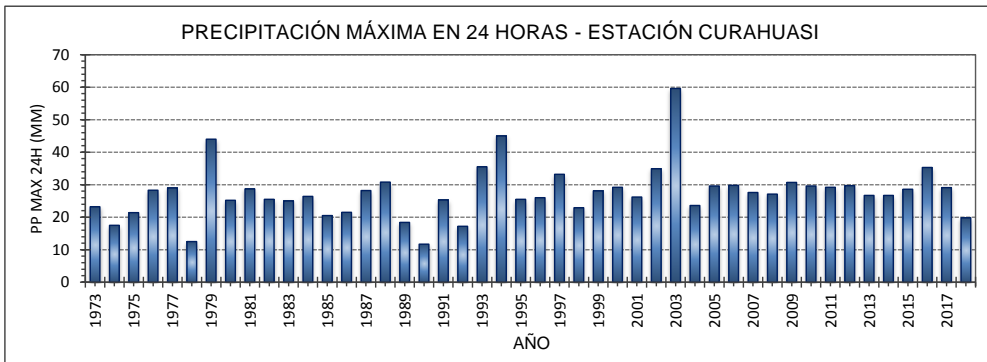


Imagen N° 4. Precipitación Máxima en 24 Horas, Estación Curahuasi, Apurímac.

Comentario: De acuerdo al histograma de precipitación máxima en 24 horas, para el periodo [1973-2018], información publicada por la Universidad Tecnológica de los Andes, en la tesis denominada "Optimización del Drenaje Pluvial en el Casco Urbano del Distrito de Tamburco – Abancay, 2018", el promedio es igual a 27.60 mm. Con el objetivo de estudiar las precipitaciones durante los años de servicio, en el Anexo 2. Caracterización de años secos y húmedos, se ha determinado el tipo de año para el periodo indicado.

Modelo hidráulico generado con la lectura de la marca de agua registrada

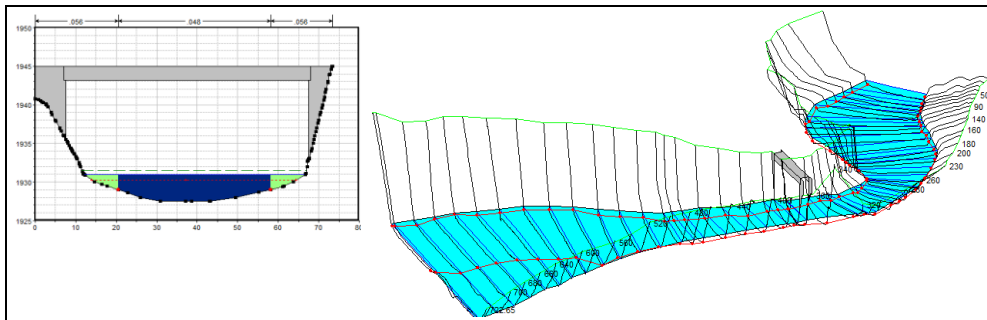


Imagen N° 5. Modelo hidráulico generado, puente Pampas.

Descripción: Con la lectura tomada de la marca de agua representativa en la salida del estribo izquierdo, se ejecutó el programa HEC-RAS 4.1.0, con la finalidad de generar el valor del caudal que dio origen a la marca de agua registrada en la progresiva 0+365.00 m, los resultados se muestran a continuación:

Resultados obtenidos del modelo hidráulico generado

Caudal: $Q = 317.00 \text{ m}^3/\text{s}$	Radio Hidráulico: $R = 2.41 \text{ m}$
Cota Fondo: $Z_f = 1927.54 \text{ msnm}$	Ancho Superficial: $T_s = 46.59 \text{ m}$
Cota Superficial: $Z_s = 1930.60 \text{ msnm}$	Velocidad Media: $V = 2.75 \text{ m/s}$
Área: $A = 111.23 \text{ m}^2$	Tirante Crítico: $Y_c = 2.23 \text{ m}$
Tirante Hidráulico: $Y = 2.47 \text{ m}$	Número de Froude: $Fr = 0.53$

Comentarios finales de la evaluación de campo y modelamiento hidráulico

Comentarios:

- Conforme a la visita realizada al puente Pampas, se pudo comprobar el correcto estado del puente y las defensas ribereñas consistentes en enrocados de protección, no se ha registrado fenómenos erosivos en las riberas, se puede mencionar que la estructuras evaluadas están cumpliendo adecuadamente su función.
- De acuerdo a los resultados registrados en el expediente, se tiene valores de caudal equivalentes a: $Q_{100} = 3682.00 \text{ m}^3/\text{s}$ y $Q_{500} = 4952.00 \text{ m}^3/\text{s}$, el valor generado por la marca de agua de mayor nivel equivale a $Q = 317 \text{ m}^3/\text{s}$, correspondiente a un periodo de retorno de 5.82 años, de acuerdo a los cálculos realizados en el subcapítulo 5.3 Estudio Hidrológico, del presente documento.
- Se verificó que el enrocado está compuesto por material de diferente gradación, encontrándose diámetros cuyo promedio está dentro del rango de 50 cm y 1.0 m.
- De acuerdo al resultado obtenido para el caudal generado en base a la marca de agua registrada en el estribo derecho del puente, es posible resaltar que el valor obtenido corresponde a temporadas de avenidas que no lograron caudales extremos capaces de comprometer la estabilidad de las estructuras, esta información es corroborada con el histograma de precipitaciones mostrado.

Danny Max Huamán Guerrero	FICHA TÉCNICA DE EVALUACIÓN DE CAMPO	Cód.: FT-006a Fecha: 10/09/19
------------------------------	---	----------------------------------

Información General del Puente

Proyecto:	"Creación de Puente Carrozable en el Camino Vecinal de Callebamba - Santa Fe del Distrito de Chincheros, Provincia de Chincheros – Apurímac"
Nombre:	Puente Callebamba
Ubicación:	Chincheros / Chincheros / Apurímac
Coordenadas:	UTM Este: 630407.04 Norte: 8504602.49

Descripción General		Dimensiones	
Progresiva:	km 0+093.18	Longitud:	52.00 m
Función:	Conducción y drenaje	Ancho:	6.00 m

Imágenes del proceso de verificación y lectura de medidas en campo

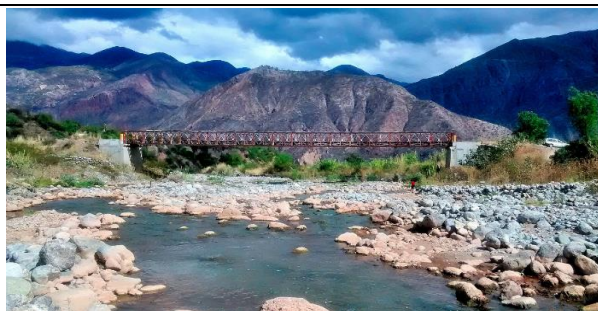


Imagen N° 1. Vista aguas arriba del puente Callebamba.

Descripción: En la imagen se aprecia el panorama aguas arriba del puente Callebamba, donde se puede observar que el flujo no tiene un cauce notablemente definido, es necesario resaltar que el ancho promedio es aproximadamente 70 metros, sin presencia de alteraciones debido a actividades humanas.



Imagen N° 2. Vista aguas abajo del puente Callebamba.

Descripción: En la imagen se muestra el puente junto al estribo y la margen izquierda, donde se puede verificar la notable ausencia de vegetación debido al material granular y cantos rodados de grandes dimensiones debido a su alta capacidad de transporte, tampoco se ha visto efectos erosivos de riesgo para las defensas.



Imagen N° 3. Lectura de niveles en marcas de agua, puente Callebamba.

Descripción: El flujo en el tramo considerado es irregular, por lo que no es posible encontrar marcas representativas en los gaviones, se tomó las marcas registradas en la salida del estribo derecho, la profundidad medida desde la corona del estribo es 5.20 m. Se observó un diámetro medio de 15 cm aprox. en los gaviones.

Danny Max Huamán Guerrero	FICHA TECNICA DE EVALUACIÓN DE CAMPO	Cód.: FT-006b Fecha: 10/09/19
------------------------------	---	----------------------------------

Registro Histórico de la Precipitación Máxima en 24 Horas, Estación Curahuasi.

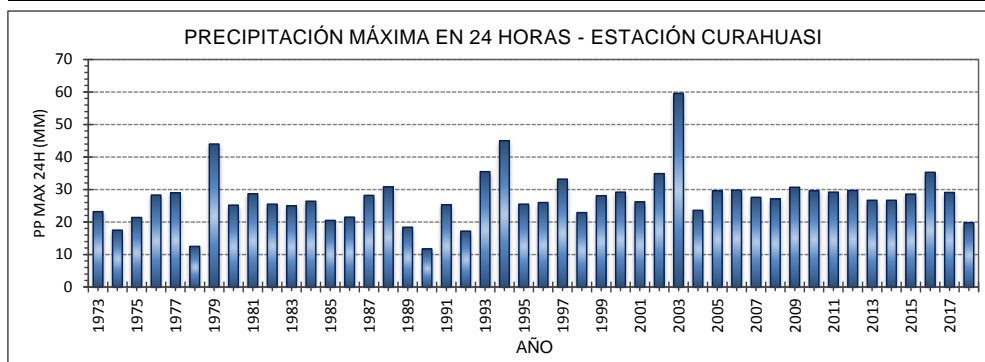


Imagen N° 4. Precipitación Máxima en 24 Horas, Estación Curahuasi, Apurímac.

Comentario: De acuerdo al histograma de precipitación máxima en 24 horas, para el periodo [1973-2018], información publicada por la Universidad Tecnológica de los Andes, en la tesis denominada "Optimización del Drenaje Pluvial en el Casco Urbano del Distrito de Tamburco – Abancay, 2018", el promedio es igual a 27.60 mm. Con el objetivo de estudiar las precipitaciones durante los años de servicio, en el Anexo 2. Caracterización de años secos y húmedos, se ha determinado el tipo de año para el periodo indicado.

Modelo hidráulico generado con la lectura de la marca de agua registrada

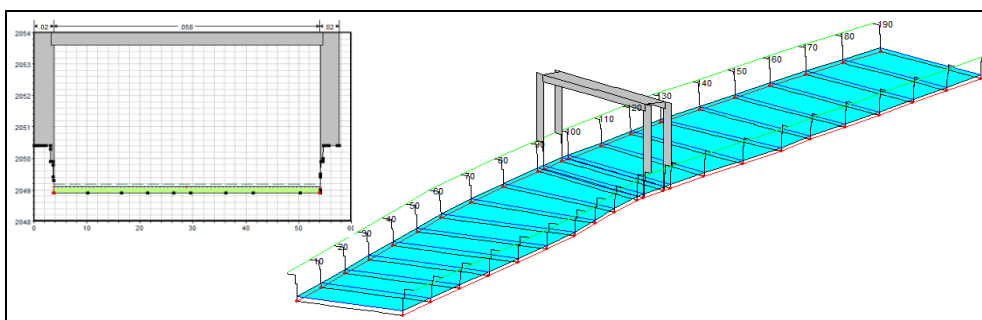


Imagen N° 5. Modelo hidráulico generado, puente Callebamba.

Descripción: Con la lectura tomada de la marca de agua representativa en la salida del estribo derecho, se ejecutó el programa HEC-RAS 4.1.0, con la finalidad de generar el valor del caudal que dio origen a la marca de agua registrada en la progresiva 0+092.00 m, los resultados se muestran a continuación:

Resultados obtenidos del modelo hidráulico generado

Caudal: $Q = 12.52 \text{ m}^3/\text{s}$	Radio Hidráulico: $R = 0.20 \text{ m}$
Cota Fondo: $Z_f = 2048.62 \text{ msnm}$	Ancho Superficial: $T_s = 49.09 \text{ m}$
Cota Superficial: $Z_s = 2048.81 \text{ msnm}$	Velocidad Media: $V = 1.29 \text{ m/s}$
Área: $A = 9.68 \text{ m}^2$	Tirante Crítico: $Y_c = 0.19 \text{ m}$
Tirante Hidráulico: $Y = 0.20 \text{ m}$	Número de Froude: $Fr = 0.93$

Comentarios finales de la evaluación de campo y modelamiento hidráulico

Comentarios:

- De acuerdo a la visita realizada al puente Callebamba se pudo verificar el correcto estado del puente y las defensas ribereñas que consiste en muros gaviones, se verifica una variada gradación del relleno, el diámetro promedio es de 15 cm, existe presencia moderada de socavación en el cauce, pero esto no ha causado efectos negativos ya que el río sigue un curso de movimiento natural, el flujo tiene un movimiento predominante por el centro del cauce.

- De acuerdo al dato registrado para el único caudal mencionado, equivalente a $Q_{500} = 9.60 \text{ m}^3/\text{s}$, el valor generado por la marca de agua de mayor nivel equivale a $Q = 12.52 \text{ m}^3/\text{s}$, de acuerdo al presente trabajo de investigación, se obtuvo un rango de valores correspondientes a: $Q_{100} = 31.20 - 65.80 \text{ m}^3/\text{s}$ y $Q_{500} = 44.10 - 97.00 \text{ m}^3/\text{s}$, considerándose mejores aproximaciones que el expediente ya que aunque las marcas de agua revelan un caudal que ha superado el calculado en el expediente, no se encuentra dentro del rango capaz para el cálculo del NAME ni de la socavación. El caudal generado de la marca de agua, correspondiente a un periodo de retorno de 5.66 años, de acuerdo a los cálculos realizados en el subcapítulo 5.3 Estudio Hidrológico, de acuerdo al presente documento.

Anexo 2. Caracterización de años secos y húmedos

Se debe caracterizar los años de funcionamiento de las estructuras evaluadas, el registro histórico más completo de la precipitación máxima en 24 horas corresponde a la estación Curahuasi, Apurímac, para el periodo [1973-2018]. Del cuadro N° 12, se tiene los resultados de la prueba de bondad de ajuste.

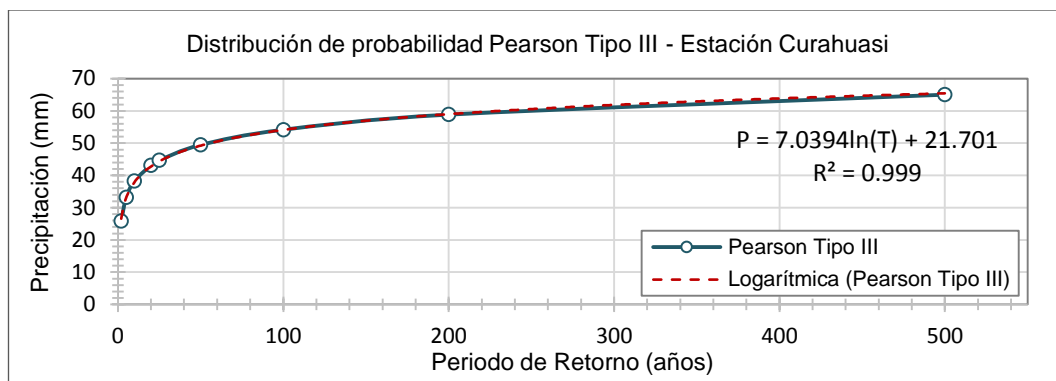


Figura N° 168. Distribución de probabilidad Pearson Tipo III, estación Curahuasi.

Cuadro N° 84. Caracterización de años secos y húmedos, estación Curahuasi.

Fuente: Elaboración propia.

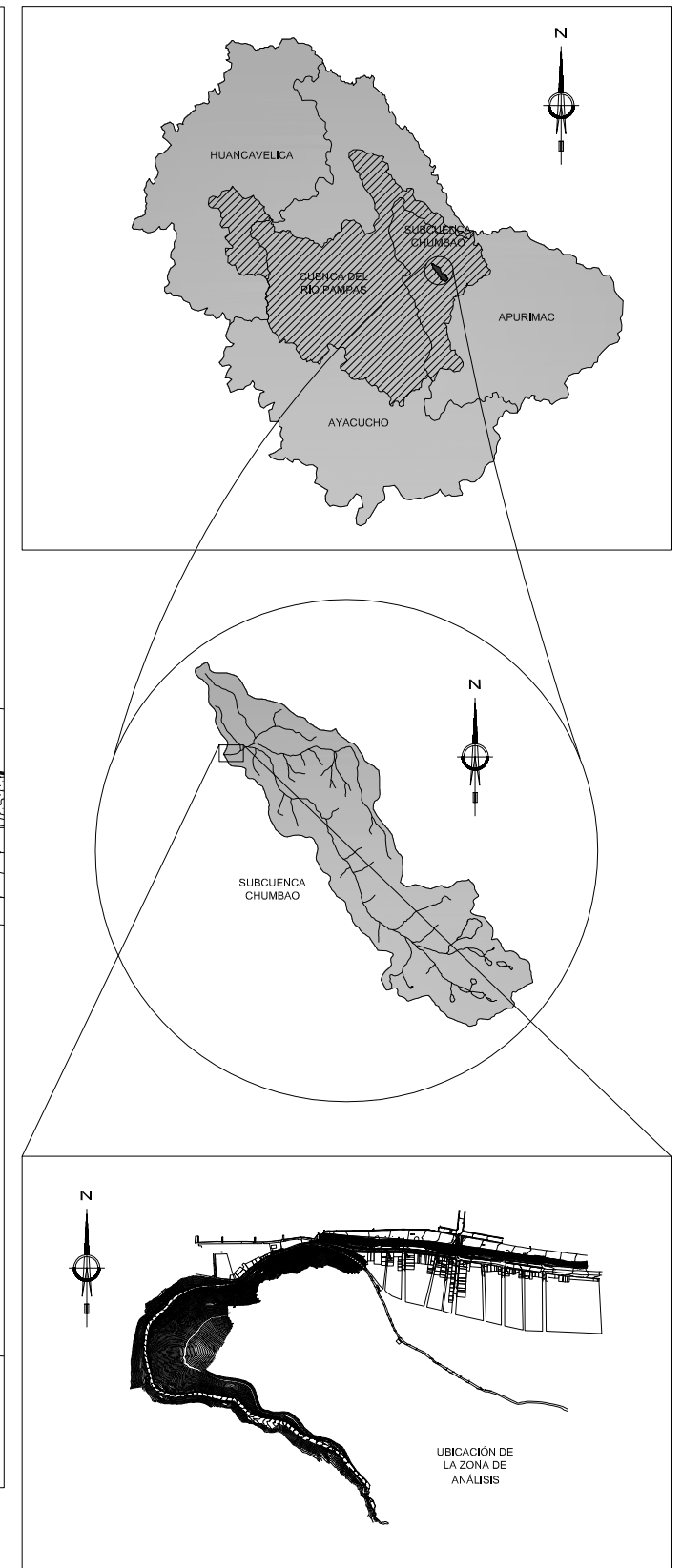
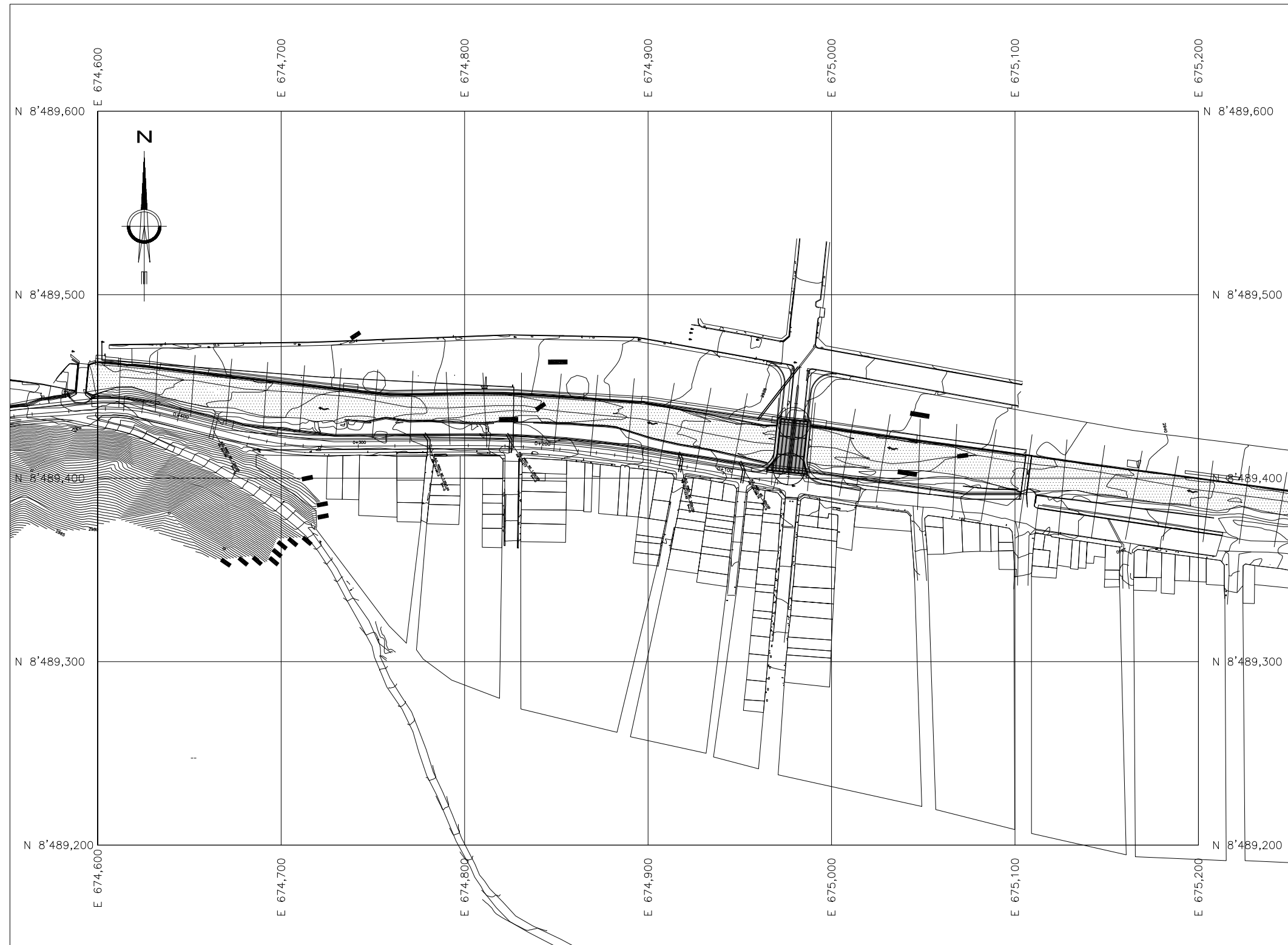
Nº	Año	P (mm)	P/P _{medio} (*)	Tipo de año (**)	T (***)
1	1973	23.20	0.84	Seco	1.24
2	1974	17.50	0.63	Seco	0.55
3	1975	21.40	0.78	Seco	0.96
4	1976	28.30	1.03	Húmedo	2.55
5	1977	29.00	1.05	Húmedo	2.82
6	1978	12.50	0.45	Seco	0.27
7	1979	44.00	1.59	Húmedo	23.75
8	1980	25.20	0.91	Seco	1.64
9	1981	28.70	1.04	Húmedo	2.70
10	1982	25.50	0.92	Seco	1.72
11	1983	25.00	0.91	Seco	1.60
12	1984	26.40	0.96	Seco	1.95
13	1985	20.50	0.74	Seco	0.84
14	1986	21.50	0.78	Seco	0.97
15	1987	28.20	1.02	Húmedo	2.52
16	1988	30.80	1.12	Húmedo	3.64
17	1989	18.40	0.67	Seco	0.63
18	1990	11.70	0.42	Seco	0.24
19	1991	25.30	0.92	Seco	1.67
20	1992	17.20	0.62	Seco	0.53
21	1993	35.50	1.29	Húmedo	7.10
22	1994	45.00	1.63	Húmedo	27.38
23	1995	25.50	0.92	Seco	1.72
24	1996	26.00	0.94	Seco	1.84
25	1997	33.20	1.20	Húmedo	5.12
26	1998	22.90	0.83	Seco	1.19
27	1999	28.10	1.02	Húmedo	2.48
28	2000	29.20	1.06	Húmedo	2.90
29	2001	26.20	0.95	Seco	1.89
30	2002	34.90	1.26	Húmedo	6.52
31	2003	59.60	2.16	Húmedo	217.86
32	2004	23.60	0.86	Seco	1.31
33	2005	29.60	1.07	Húmedo	3.07
34	2006	29.80	1.08	Húmedo	3.16
35	2007	27.60	1.00	Húmedo	2.31
36	2008	27.10	0.98	Seco	2.15
37	2009	30.70	1.11	Húmedo	3.59
38	2010	29.60	1.07	Húmedo	3.07
39	2011	29.20	1.06	Húmedo	2.90
40	2012	29.70	1.08	Húmedo	3.12
41	2013	26.70	0.97	Seco	2.03
42	2014	26.70	0.97	Seco	2.03
43	2015	28.60	1.04	Húmedo	2.66
44	2016	35.30	1.28	Húmedo	6.90
45	2017	29.10	1.05	Húmedo	2.86
46	2018	19.80	0.72	Seco	0.76

(*) P_{medio}: promedio del registro histórico de precipitación máxima en 24 horas (P_{medio}=27.598mm).

(**) Húmedo: si es mayor que el promedio. Seco: si es menor que el promedio.

(***) T: periodo de retorno en años, correspondiente al valor de la precipitación de cada año, se obtiene de la función inversa de la línea de tendencia mostrada en la figura N° 168.

Anexo 3. Presentación de planos de topografía de las zonas estudiadas



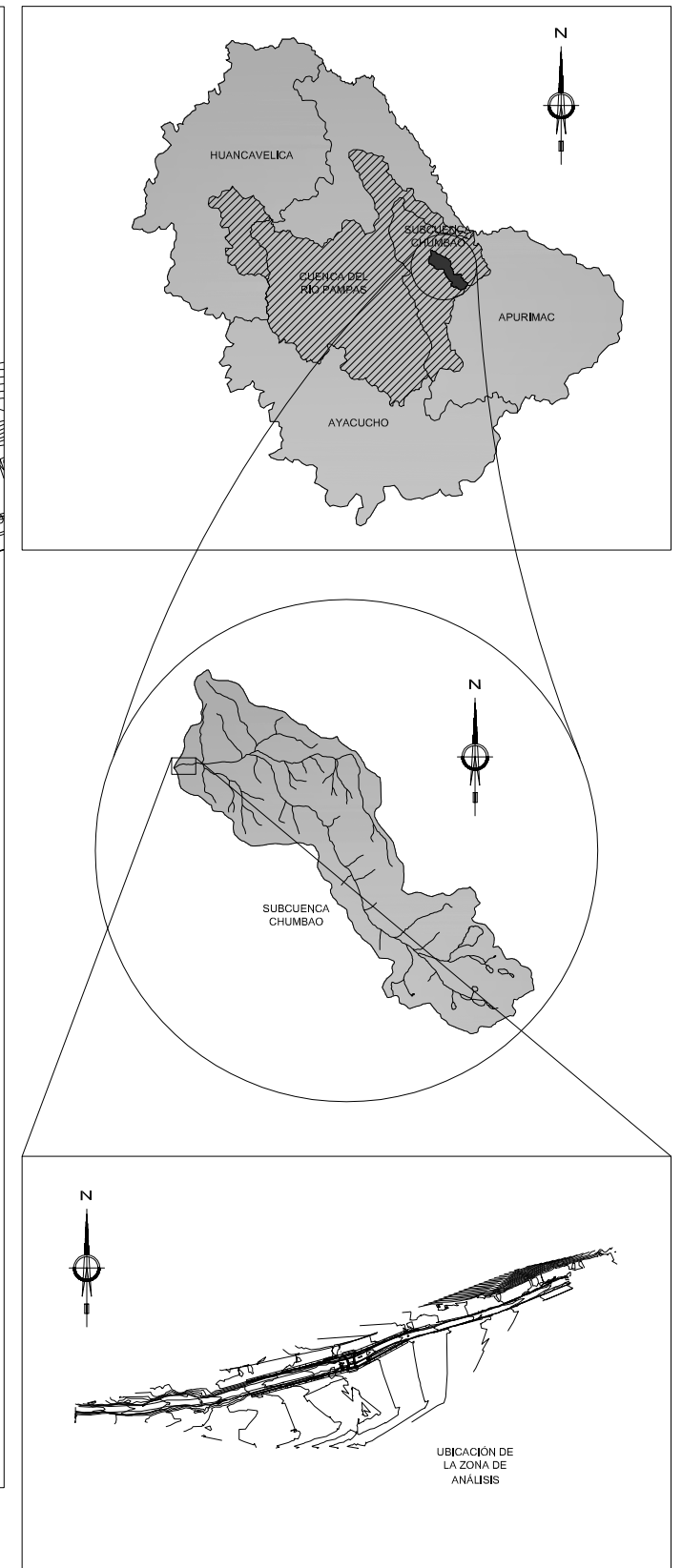
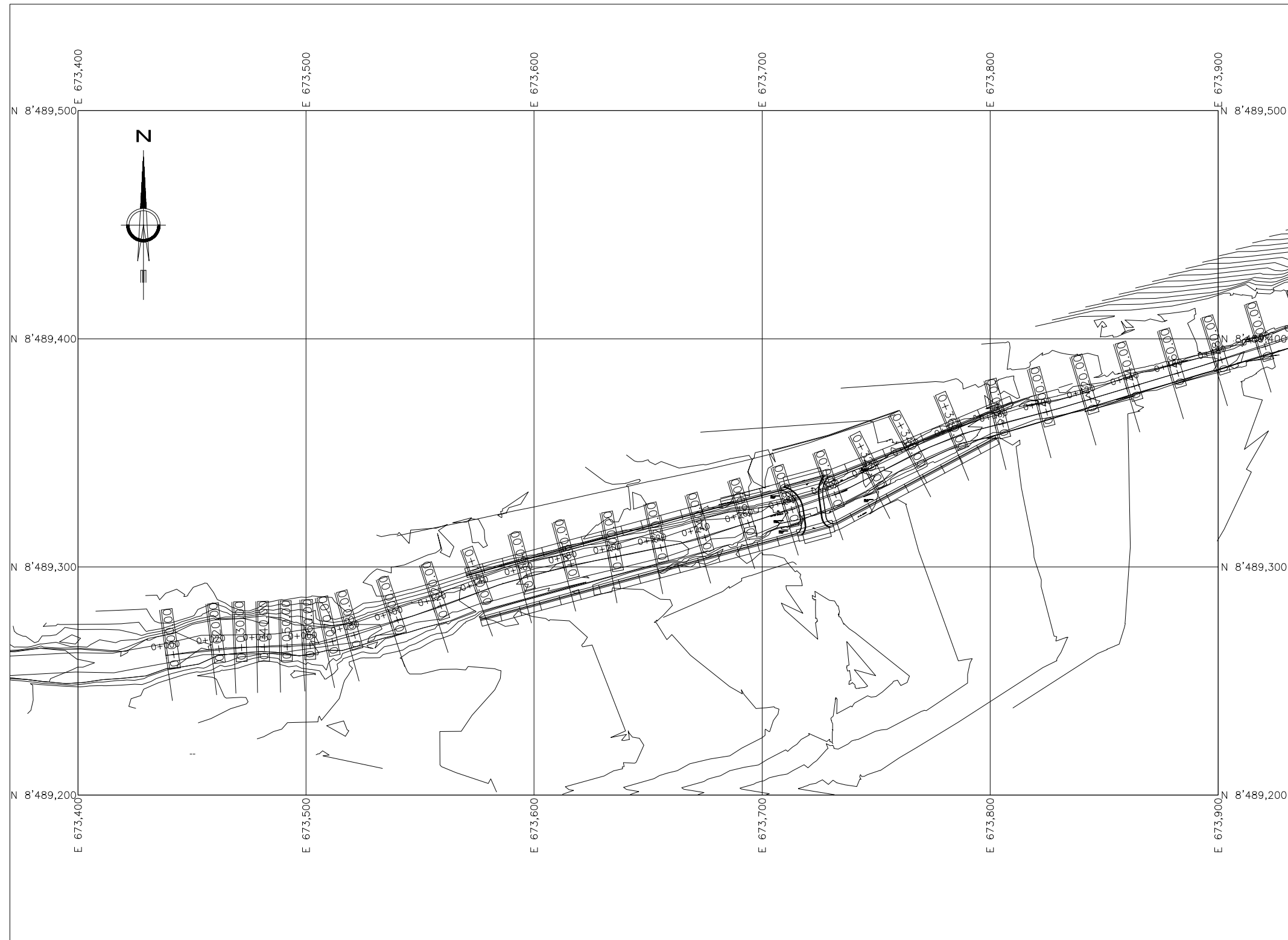
TOPOGRAFÍA Y ALINEAMIENTO DEL EJE PRINCIPAL CONSIDERADO, RÍO CHUMBAO, PUENTE POCHCCOTA .

ESCALA: 1/2500

FUENTE DEL ESTUDIO TOPOGRÁFICO: "Estudio Definitivo de la Rehabilitación y Mejoramiento Carretera: Andahuaylas - Pampachiri - Negromayo. Tramo: Andahuaylas - Huancabamba"

Observación: El alineamiento propuesto corresponde a consideraciones personales del autor.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL		
TÍTULO: "EVALUACIÓN HIDROLÓGICA E HIDRÁULICA DE OBRAS DE DEFENSAS RIBEREÑAS EN RÍOS DE MONTAÑA"		
PLANO: TOPOGRAFÍA Y ALINEAMIENTO DEL EJE PRINCIPAL CONSIDERADO, RÍO CHUMBAO, PUENTE POCHCCOTA.		
FUENTE: "ESTUDIO DEFINITIVO DE LA REHABILITACIÓN Y MEJORAMIENTO CARRETERA: ANDAHUAYLAS - PAMPACHIRI - NEGROMAYO. TRAMO: ANDAHUAYLAS - HUANCABAMBA"	TESISTA: DANNY MAX HUAMÁN GUERRERO	LABOR: TA-01
UBIC: ANDAHUAYLAS / ANDAHUAYLAS / APURÍMAC	FECHA: DICIEMBRE 2020	ESCALA: 1/2500



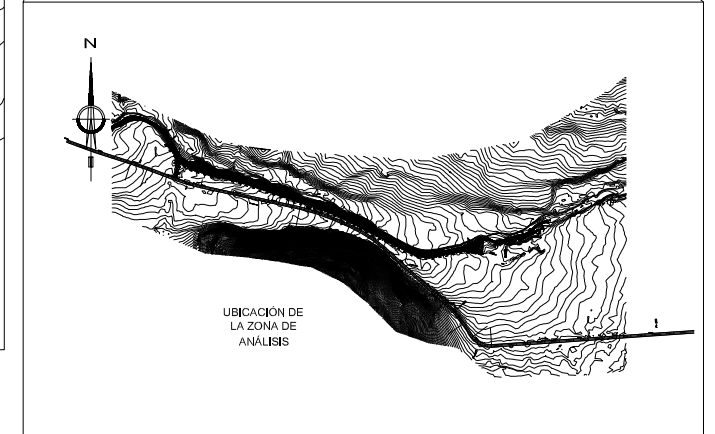
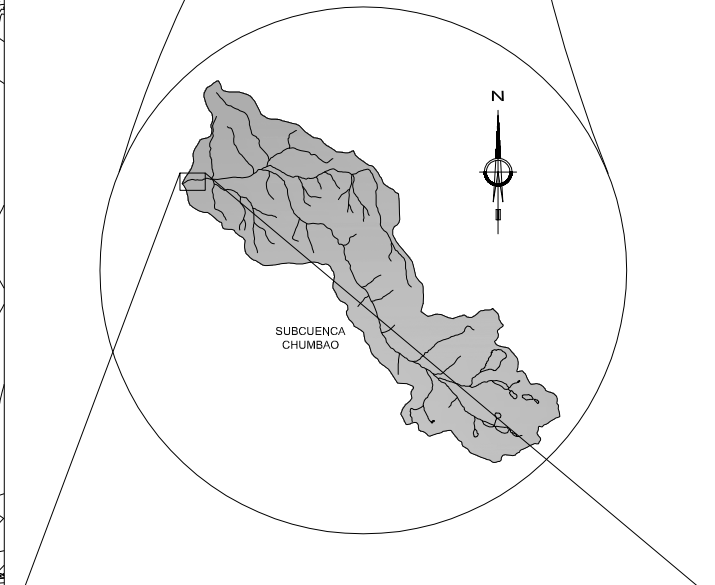
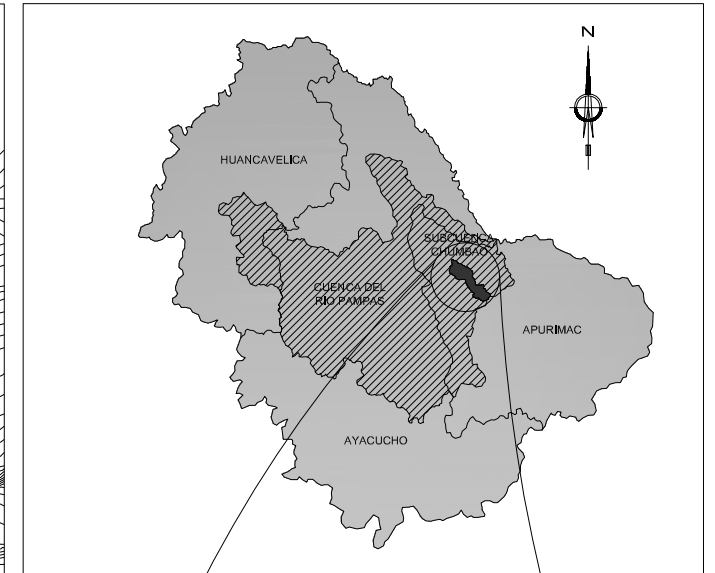
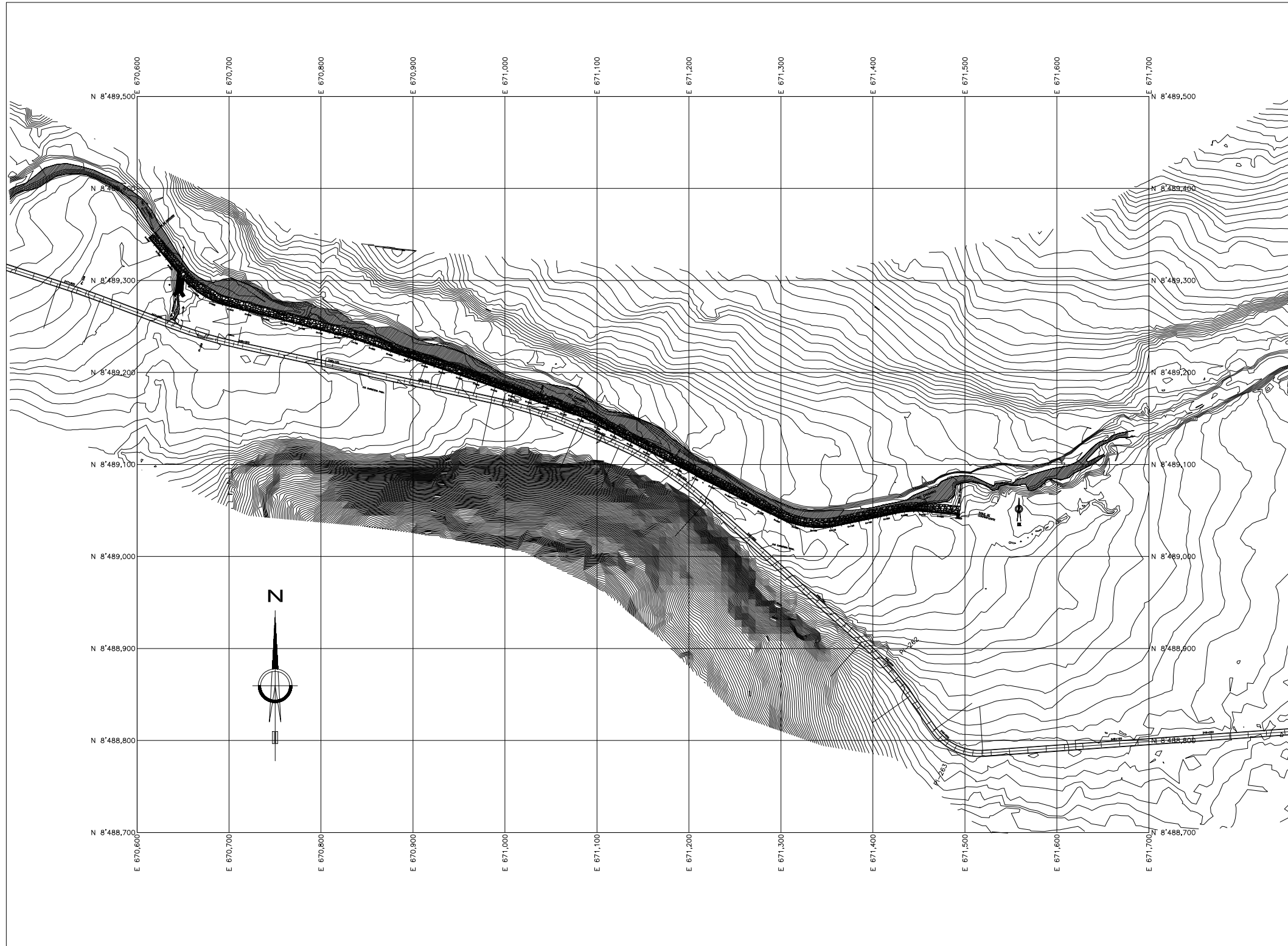
TOPOGRAFÍA Y ALINEAMIENTO DEL EJE PRINCIPAL CONSIDERADO, RÍO CHUMBAO, PUENTE CHUMBAO .

ESCALA: 1/2000

FUENTE DEL ESTUDIO TOPOGRÁFICO: " Estudio Definitivo para la Rehabilitación y Mejoramiento de la Carretera Ayacucho - Abancay; tramo: Andahuaylas (km 210+000) - km 256+500 "

Observación: El alineamiento propuesto corresponde a consideraciones personales del autor.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL			
TÍTULO: "EVALUACIÓN HIDROLÓGICA E HIDRÁULICA DE OBRAS DE DEFENSAS RIBEREÑAS EN RÍOS DE MONTAÑA"			
PLANO: TOPOGRAFÍA Y ALINEAMIENTO DEL EJE PRINCIPAL CONSIDERADO, RÍO CHUMBAO, PUENTE CHUMBAO.			
FUENTE:	"ESTUDIO DEFINITIVO PARA LA REHABILITACIÓN Y MEJORAMIENTO DE LA CARRETERA AYACUCHO - ABANCAY; TRAMO: ANDAHUAYLAS (KM 210+000) - KM 256+500"	ELABORA:	DANNY MAX HUAMÁN GUERRERO
UBIC:	ANDAHUAYLAS / ANDAHUAYLAS / APURÍMAC	FECHA:	NOVIEMBRE 2020
ESCALA:	1/2000	TA-02	



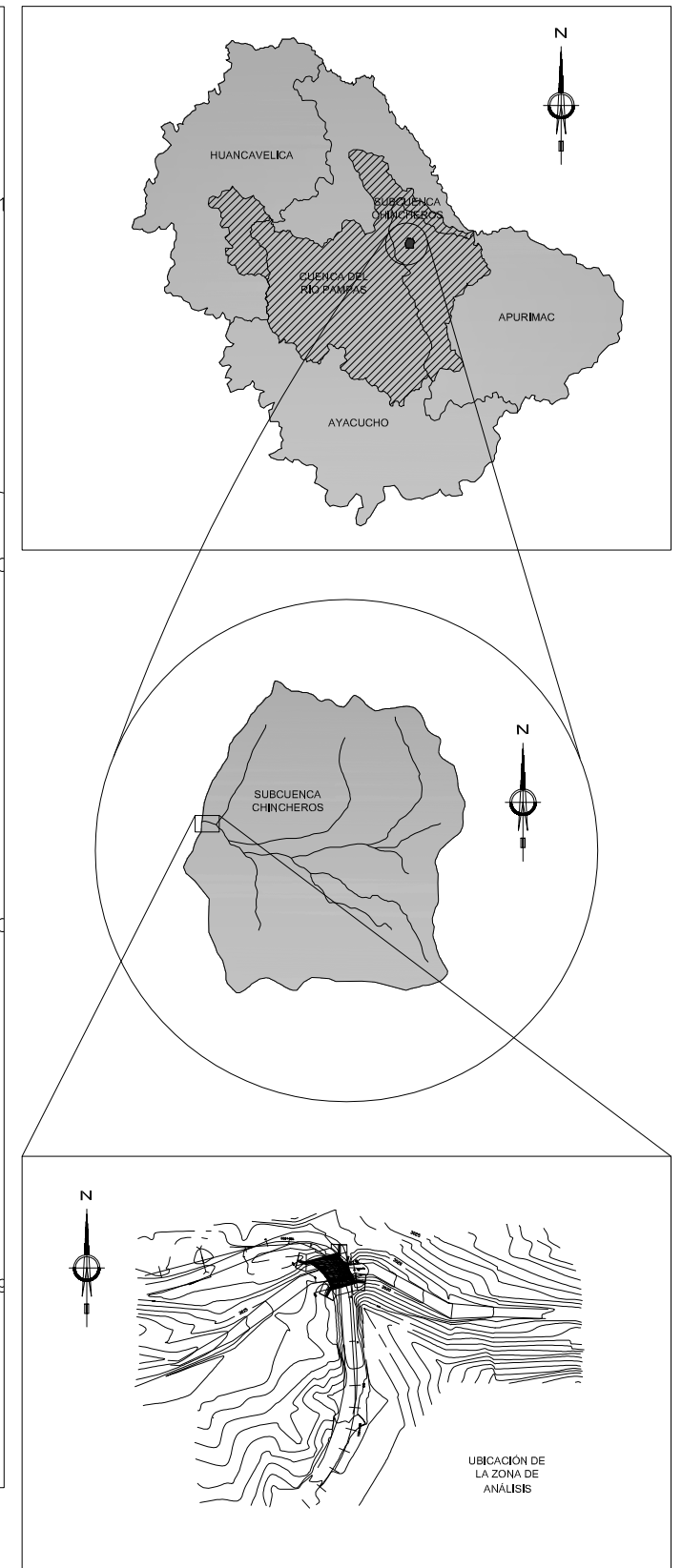
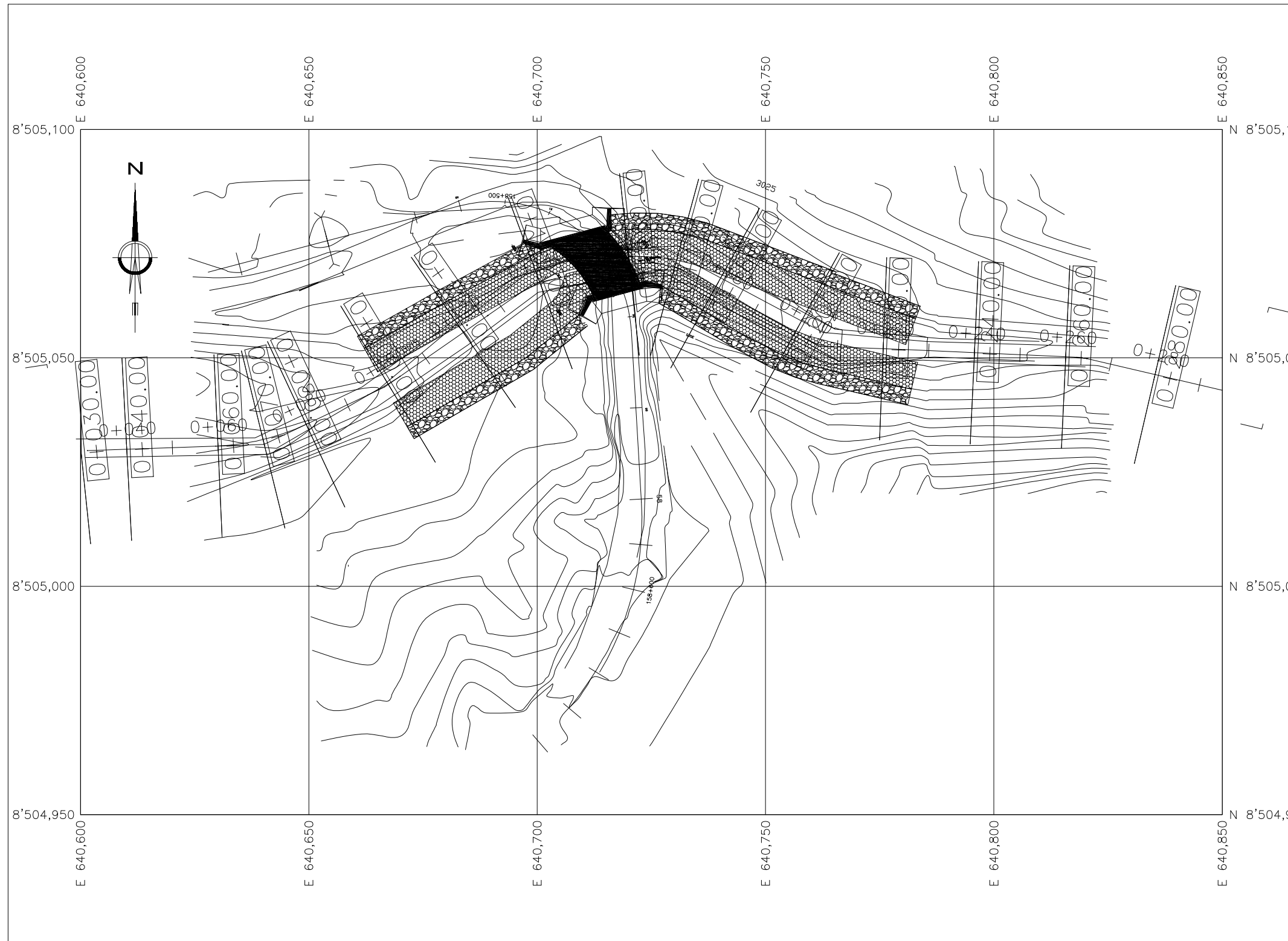
TOPOGRAFÍA Y ALINEAMIENTO DEL EJE PRINCIPAL CONSIDERADO, RÍO CHUMBAO, GAVIONES Y ENROCADOS RÍO CHUMBAO.

ESCALA: 1/5000

FUENTE DEL ESTUDIO TOPOGRÁFICO: " Estudio Definitivo para la Rehabilitación y Mejoramiento de la Carretera Ayacucho - Abancay; tramo: Andahuaylas (km 210+000) - km 256+500 "

Observación: El alineamiento propuesto corresponde a consideraciones personales del autor.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL			
TÍTULO: "EVALUACIÓN HIDROLÓGICA E HIDRÁULICA DE OBRAS DE DEFENSAS RIBEREÑAS EN RÍOS DE MONTAÑA"			
PLANO: TOPOGRAFÍA Y ALINEAMIENTO DEL EJE PRINCIPAL CONSIDERADO, RÍO CHUMBAO, GAVIONES Y ENROCADOS RÍO CHUMBAO.			
FUENTE:	"ESTUDIO DEFINITIVO PARA LA REHABILITACIÓN Y MEJORAMIENTO DE LA CARRETERA AYACUCHO - ABANCAY; TRAMO: ANDAHUAYLAS (KM 210+000) - KM 256+500"	ELABORADO POR:	DANNY MAX HUAMÁN GUERRERO
UBICACIÓN:	ANDAHUAYLAS / ANDAHUAYLAS / APURÍMAC	FECHA:	NOVIEMBRE 2020
ESCALA:	1/5000	TA-03	



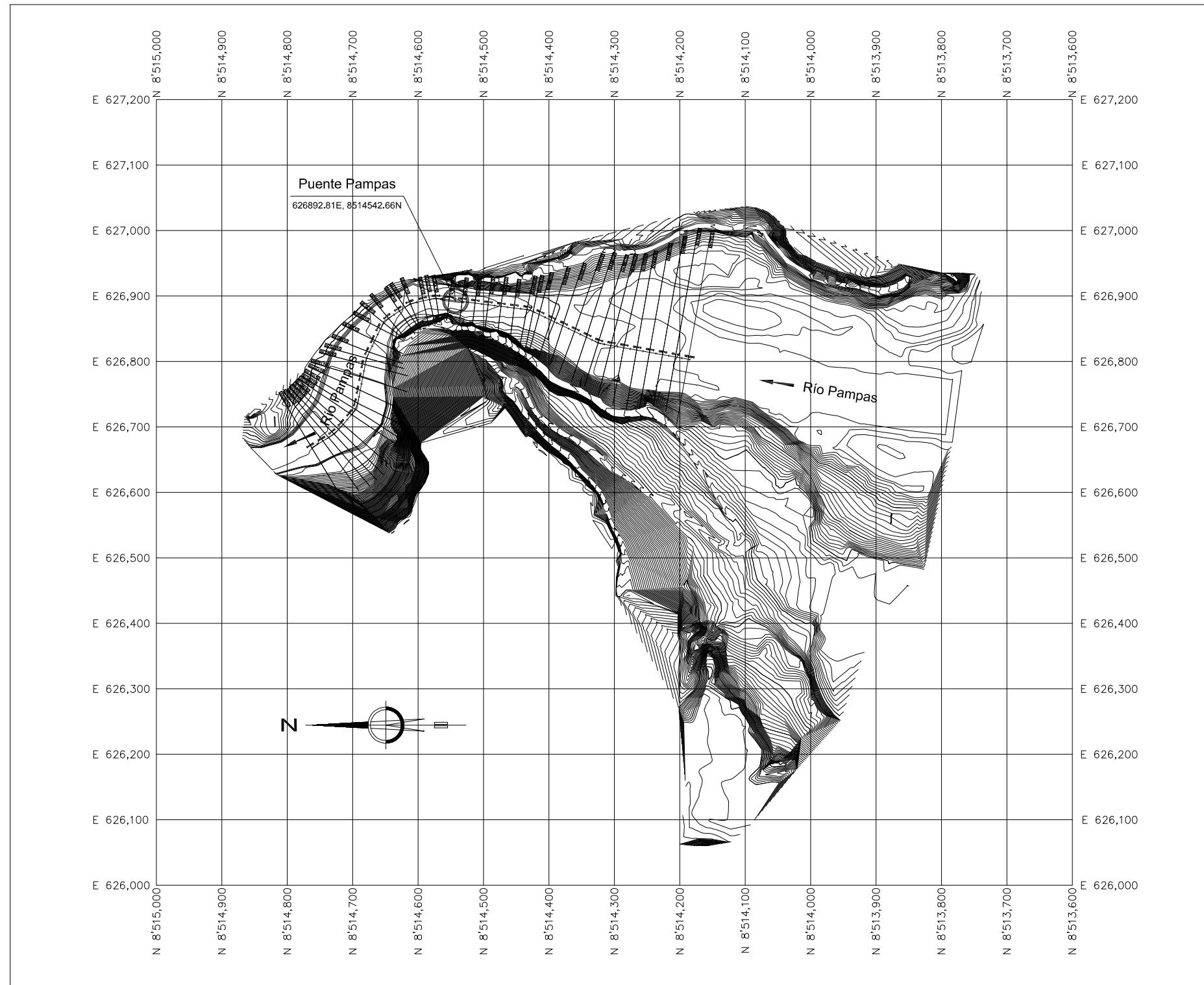
TOPOGRAFÍA Y ALINEAMIENTO DEL EJE PRINCIPAL CONSIDERADO, RÍO CHINCHEROS, PUENTE COMUNCHACA .

ESCALA: 1/1000

FUENTE DEL ESTUDIO TOPOGRÁFICO: " Estudio Definitivo para el Mejoramiento y Rehabilitación de la Carretera: Ayacucho-Abancay, Tramo: km 154+000 - km 210+000 "

Observación: El alineamiento propuesto corresponde a consideraciones personales del autor.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL			
TÍTULO: "EVALUACIÓN HIDROLÓGICA E HIDRÁULICA DE OBRAS DE DEFENSAS RIBEREÑAS EN RÍOS DE MONTAÑA"			
PLANO: TOPOGRAFÍA Y ALINEAMIENTO DEL EJE PRINCIPAL CONSIDERADO, RÍO CHINCHEROS, PUENTE COMUNCHACA.			
FUENTE: "ESTUDIO DEFINITIVO PARA EL MEJORAMIENTO Y REHABILITACIÓN DE LA CARRETERA: AYACUCHO-ABANCAY, TRAMO: KM 154+000 - KM 210+000"	TECNOLOGÍA: DANNY MAX HUAMÁN GUERRERO	UBICACIÓN: CHINCHEROS / CHINCHEROS / APURIMAC	LÁMINA: TA-04
FECHA: DICIEMBRE 2020	ESCALA: 1/1000		

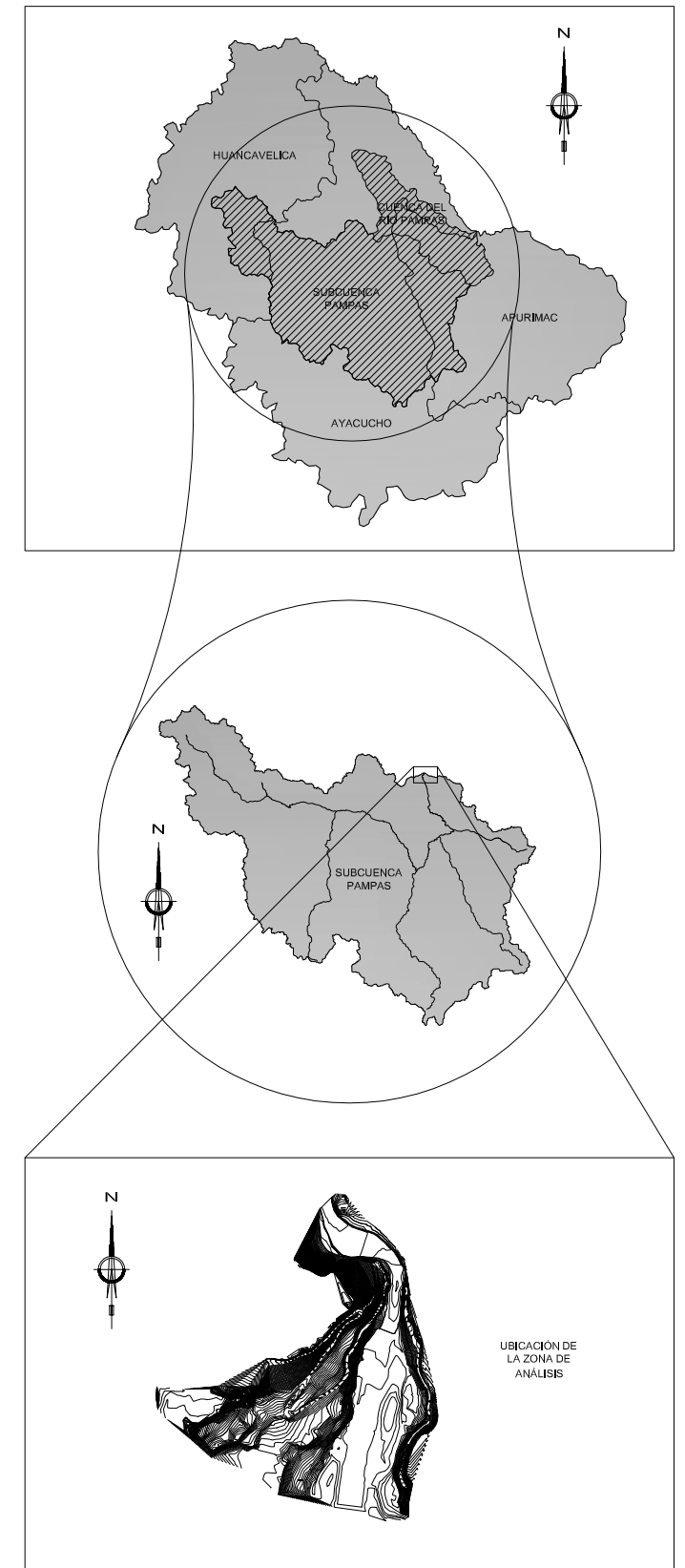


TOPOGRAFÍA Y ALINEAMIENTO DEL EJE PRINCIPAL CONSIDERADO, RÍO PAMPAS, PUENTE PAMPAS .

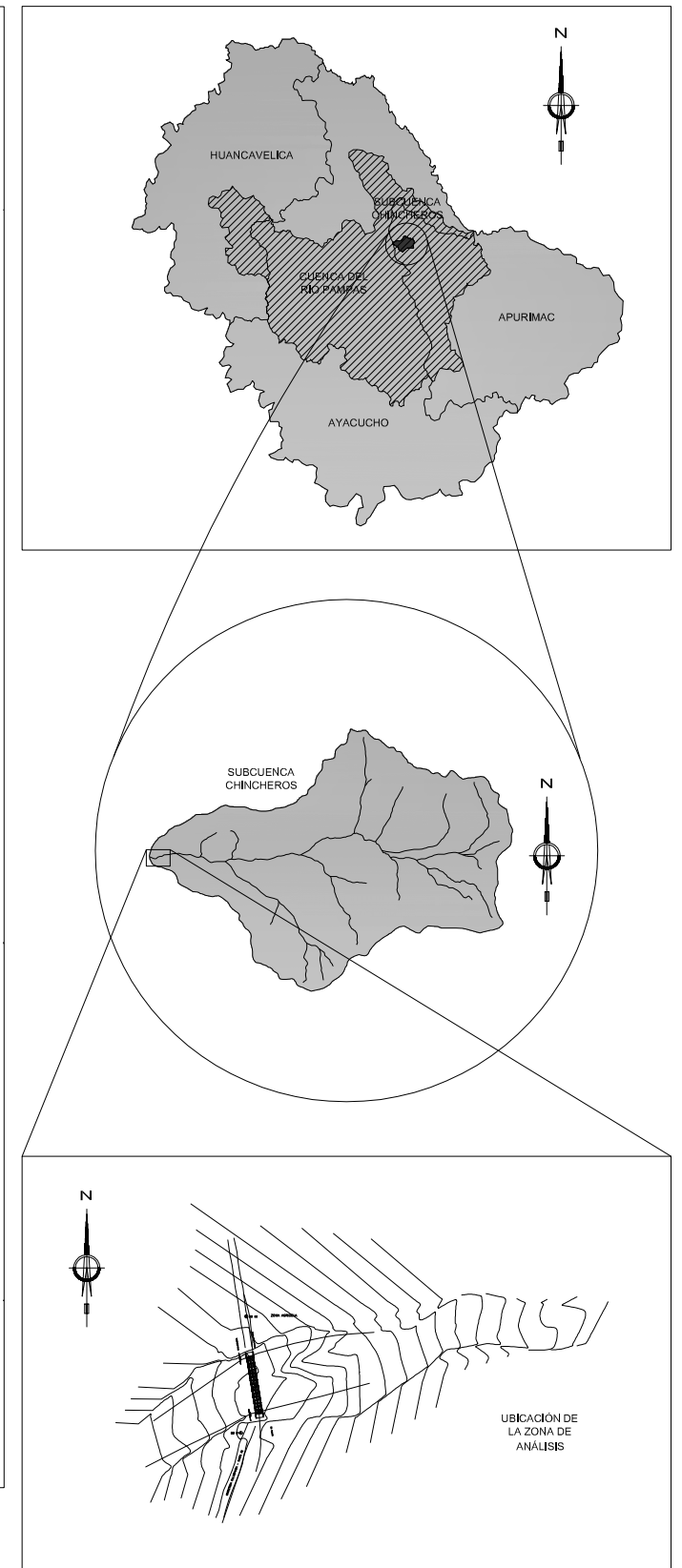
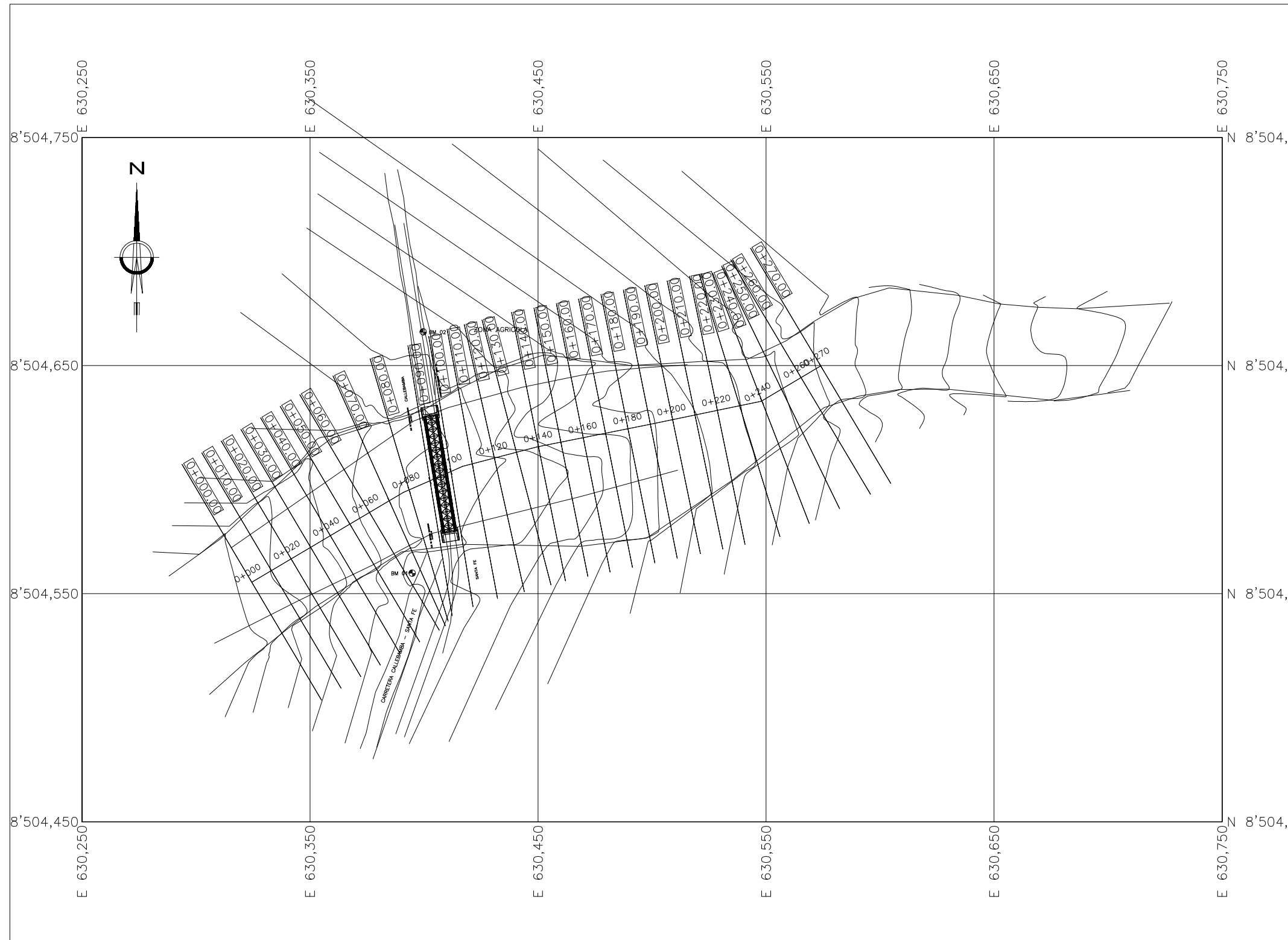
ESCALA: 1/7500

FUENTE DEL ESTUDIO TOPOGRÁFICO: "Estudio Definitivo para la Rehabilitación y Mejoramiento de la Carretera Ayacucho - Abancay, Tramo: km 98+800 - km 154+000"

Observación: El alineamiento propuesto corresponde a consideraciones personales del autor.



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL			
TÍTULO: "EVALUACIÓN HIDROLÓGICA E HIDRÁULICA DE OBRAS DE DEFENSAS RIBEREÑAS EN RÍOS DE MONTAÑA"			
PLANO: TOPOGRAFÍA Y ALINEAMIENTO DEL EJE PRINCIPAL CONSIDERADO, RÍO PAMPAS, PUENTE PAMPAS			
FUENTE:	ESTUDIO DEFINITIVO PARA LA REHABILITACIÓN Y MEJORAMIENTO DE LA CARRETERA AYACUCHO - ABANCAY, TRAMO: KM 98+800 - KM 154+000"	ELABORADO POR:	DANNY MAX HUAMÁN GUERRERO
UBICACIÓN:	FRONTERA DPTOS. APURÍMAC Y AYACUCHO	FECHA:	NOVIEMBRE 2020
ESCALA:	1/7500	LIBRO: TA-05	



TOPOGRAFÍA Y ALINEAMIENTO DEL EJE PRINCIPAL CONSIDERADO, RÍO CHINCHEROS, PUENTE CALLEBAMBA .

ESCALA: 1/2000

FUENTE DEL ESTUDIO TOPOGRÁFICO: "Construcción de Defensa Ribereña de la Margen Derecha del Río Pampas y Tributarios entre las Localidades de San Cristóbal y Ahuayro, Distritos de Huaccana y Chincheros, Provincia de Chincheros, Región de Apurímac"

Observación: El alineamiento propuesto corresponde a consideraciones personales del autor.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL			
TÍTULO: "EVALUACIÓN HIDROLÓGICA E HIDRÁULICA DE OBRAS DE DEFENSAS RIBEREÑAS EN RÍOS DE MONTAÑA"			
PLANO: TOPOGRAFÍA Y ALINEAMIENTO DEL EJE PRINCIPAL CONSIDERADO, RÍO CHINCHEROS, PUENTE CALLEBAMBA.			
FUENTE:	FUENTE: DANNY MAX HUAMÁN GUERRERO		
DESCRIPCIÓN: "CONSTRUCCIÓN DE DEFENSA RIBEREÑA DE LA MARGEN DERECHA DEL RÍO PAMPAS Y TRIBUTARIOS ENTRE LAS LOCALIDADES DE SAN CRISTÓBAL Y AHUAYRO, DISTRITOS DE HUACCANA Y CHINCHEROS, PROVINCIA DE CHINCHEROS, REGIÓN DE APURÍMAC"			
UBICACIÓN:	CHINCHEROS / CHINCHEROS / APURÍMAC	LÁMINA:	TA-06
FECHA:	NOVIEMBRE 2020	ESCALA:	1/2000